

抄 録

第23卷第2號 昭和15年2月

應 用 力 學	頁
(21) 屋根に及ぼす風壓	235
<u>水 理</u>	
(22) 圓堰と其の流量係數	236
(23) 橋脚の間の流れ	238
(24) 断面積の變化する壓力管内の水衝作用	239
<u>材 料</u>	
(25) 理論及實驗より導いた鑄鐵管厚の新計算法	240
(26) コンクリートの透水試験方法に關する研究	245
<u>施 工</u>	
(27) 化學製品を用ふるグラウチングに就て	246
(28) 浮動式コツプアーダムを使用せる橋脚基礎	248
(29) 掘鑿に際し地下埋設物豫知法	249
(30) Hansen Dam に於ける新土運搬設備	249
<u>熔 接</u>	
(31) Dessau 附近ドイツ國有自動車道に架せる熔接鋼拱橋	251
(32) Rotterdam の Ijsselmonde 操車場の上に架設せる熔接橋	253
<u>河 川</u>	
(33) Mississippi 河洪水調節の歴史	254
(34) 水路屈曲部に於ける水流と砂礫の移動	256
(35) O'Shaughnessy 堰堤の嵩上	256
(36) 世界最大の輻壓土堰堤	257
<u>港 灣</u>	
(37) Southampton 港乾船渠に於ける扉の改造	258
<u>橋梁及構造物</u>	
(38) 一般 Vierendeel 橋の近似解法	259
<u>雜</u>	
(39) Tennessee Valley Authority の機構	263
(40) 颱風構造の變遷	264

應 用 力 學

(21) 屋根に及ぼす風壓

(Karl. A. Kaiser; "Winddruck auf Dächer."
Die Bautech. 9. Juni 1939, Heft 24, s. 337.)
村上永一抄

1938年9月1日に新たな風壓規約が出来た。此れに依り α 角傾いた面に對して $\omega=1.25\sim 1.50\sin^2\alpha$ なる式に依り表にしてあつた風壓力も亦屋根の計算に役

立なくなつた。

次に擧げてある表は新風壓規約に基づいて出来たもので次の堰止壓力に基を置いてある。

1. 全體高さ6mの構造物の場合 $q=50\text{ kg/m}^2$
2. 全體高さ20mの構造物の場合 $q=80\text{ kg/m}^2$
3. 20~100mの構造物の場合 $q=110\text{ kg/m}^2$

此の規約は2つの起りうる場合を別にしてゐる。

(1) 屋根表面 1 m^2 につき $\omega=1.20\sin\alpha\cdot q\text{ kg}$ なる式、此れは風に直面した屋根の側に對して有効である。風に直面しない方の屋根の側に對しては風が來るとそ

れに依りて生ずる風力を少しも考慮してない、この式による風壓は通常の場合(2の場合)前規約に依る傾斜角より大きい50°迄の屋根の傾きに適用される。

これは閉ぢてない構造體を取扱ふ時に使用される。それ故に前に述べたより高い風壓は屋根の上面側の堰止の壓力屋根下側の風道に依る壓力との總計により表はされる。

此の様に閉ぢてない構造體に對しては、屋根面に下又は上から直角に作用する風力に對する靜力學的證明も亦自から風壓の靜力學的研究に關係を有しない。

(2) こゝでは堰止の壓力と風道に依る壓力とを區別してゐる。堰止の壓力は風を押し返す側の屋根で、而も屋根の傾斜が20°以上の場合に適用される。後者の場合は有效式 $\omega = (1.20 \sin \alpha - 0.40)q$ に依るもので、この符號の變化は20°の場合に生ずるのである。

風に直而しない側の屋根ではその傾斜の如何に拘らず0.40qの風道に依る壓力を以て計算される。

此の第二の起りうる場合は、兩方の側の屋根面を考慮してその水平成分の總計によりて求まるものである。それが爲に屋根の桁と梁に小さい曲げモーメント及屋根桁の拱縁に小さい推力とが生ずる。

表-1のIIの下に與へられた値は桁支柱等の主構造にのみ適用されて屋根桁、梁などに對して適用されない。

(3) 表-1のIIIの下に與へられた値は堰止壓力に對するもので、前の(2)の値より25%高められてゐる。而して之は屋根桁梁の如き細部構造各部に對して標準を示すものである。

表-1. 種々の傾斜角 α に應じた屋根に及ぼす風壓表

I. Nach der Formel: $\omega = 1.20 \sin \alpha \cdot q$ kg je m ² Dachfläche, gültig für sämtliche Dachkonstruktionsteile											II. Nach der Formel: $\omega = (1.20 \sin \alpha - 0.40)q$ je m ² für Konstruktionsteile mit großen Belastungsflächen, wie Brücken, Entlastungsträger											III. Nach der Formel: $\omega = 1.25 (1.20 \sin \alpha - 0.40)q$ gültig für Konstruktionsteile mit kleinen Belastungsflächen, wie Pfetten und Sparren													
α	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°	α	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°	α	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°
1. Staudruckwert $q = 50$ kg/m ² , gültig bei Bauten bis zu 6 m größter Höhe																																			
0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6	10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6	10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6
20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5
40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5
60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0
90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5
2. Staudruckwert $q = 80$ kg/m ² , gültig bei Bauten bis 20 m Höhe																																			
0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6	10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6	10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6
20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5
40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5
60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0
90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5
3. Staudruckwert $q = 100$ kg/m ² , gültig für Höhen von 20 bis 100 m und bei exponierten Gebäuden																																			
0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	0°	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6	10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6	10°	0.5	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6
20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	20°	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	30°	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5
40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	40°	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	50°	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5
60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	60°	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	70°	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	80°	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0
90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	90°	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5

(22) 圓堰と其の流量係數

(A. Staus; "Der Kreisüberfall uml sein Beiwert.")
(Wasserk. u. Wasserw. Heft 7/8, 1930, s. 79~83.)
永井莊七郎 抄

小流量を正確に測定するには三角堰及圓堰が最も適切である。茲では其の中の圓堰及其の流量係數に就いて論ずる。

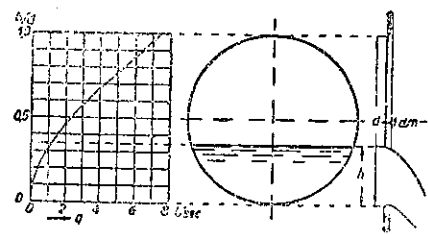
直徑 d 及溢流水深 $h(h \leq d)$ なる圓堰を通過する水量 Q は

$$Q = \mu q_i d^2 \sqrt{h} \dots \dots \dots (1)$$

茲に q_i は h/d のみの函數で、直徑 1 なる圓堰よりの流量を表はし l/sec 單位で示される。其の値を圖示すれば圖-1の如くである。 μ は流量係數である。 $h/d = 1.01 \sim 1.00$ の間の値に對して q_i の表を著者は作つて置いた (Wasserk. u. Wasserw., 1930, Heft 11.)

Ramponi は此の q_i -表を基として次式を作つてゐる。

圖-1. 圓堰と q_i -函數



$$Q = \mu d^2 \sqrt{d} [10.12(h/d)^{1.975} - 2.66(h/d)^{3.73}] \dots (2)$$

此の式の値は正確な q_i -表の値と最大 1/2% の誤差がある。 q_i -表に因る方がより簡単であり、正確である。

著者は直径 200~300 mm の圓堰に對する多數の實驗を基として次の如き μ の實驗式を作つた。

$$\mu = 0.5550 + \frac{1}{110h/d} + 0.041 h/d \dots (3)$$

此の式は水路幅 $2d$ 、水路床から圓堰の中心迄の高さ $1.5d$ 及水路長が少くとも $3d$ なる範圍に於ては、特別に檢定を行はないで直に測定しても、其の精度は $\pm 1 \sim 2\%$ 迄に留め得る。Jorissen は 4 群の實驗を行つて水路幅及水路床から圓の中心迄の高さの影響を調べた結果、上記 μ 式に簡單なる修正係数を掛けることに因つて直径 150~450 mm 迄適用し得ることを證明した。此の新しい Jorissen の研究を著者の今迄の研究結果と比較して實際的な結論を得やうと思ふ。

Jorissen は簡單の爲に、水路幅 L と圓の直径 d との比を α 、水路床から圓の中心迄の高さ Z と直径 d との比を β と置いた。4 群の實驗は次の如き條件の基に行はれた。

第 I 群 $d=450$ mm; $L=500$ mm;

$Z_I=625$ mm;

第 II 群 $d=150$ mm; $L=190$ mm;

$Z_{II}=402$ mm;

第 III 群 $d=450$ mm; $L=1000$ mm;

$Z_{III}^I=649$ mm;

$Z_{III}^{II}=529$ mm;

$Z_{III}^{III}=439$ mm;

$Z_{III}^{IV}=389$ mm;

第 IV 群 $d=150$ mm; $L=1000$ mm;

$Z_{IV}^I=343$ mm;

$Z_{IV}^{II}=279$ mm;

$Z_{IV}^{III}=177$ mm;

其の結果は 1929 年に發表した Rehbock の溢流公式と完全に一致した。

[譯者註 Rehbock が Z. V.D.I., Bd. 73, 1929, S. 817 に發表せる公式]

Jorissen は研究結果を圖式的に明示してゐる。圖-2, 3 にか之である。

尙 Jorissen は $\alpha=L/d$ の影響を考慮に入れた μ -函数を研究して次式を得た。

$$\mu = (2/\alpha)^{0.0625} \left(0.5550 + \frac{1}{110 h/d} + 0.041 h/d \right) \dots (4)$$

$\mu(\alpha/2)^{0.0625}$ と h/d の關係を圖示すれば大體總ての μ -曲線は唯 1 個の曲線を以て表はし得て誤差は 1% を越えない。但し上式は $\alpha < 6.68$ の範圍に對して適用し得るものである。従つて著者が (3) 式を得るに當つて與へた $L=2d$ なる制限は不要である。(4) 式に於て $\alpha=2$ と置けば (3) 式になる。

圖-2. μ に對する α の影響

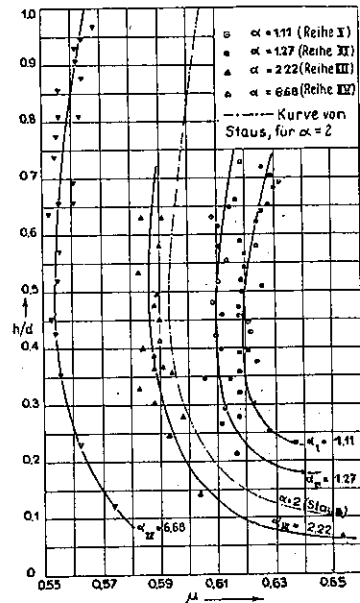
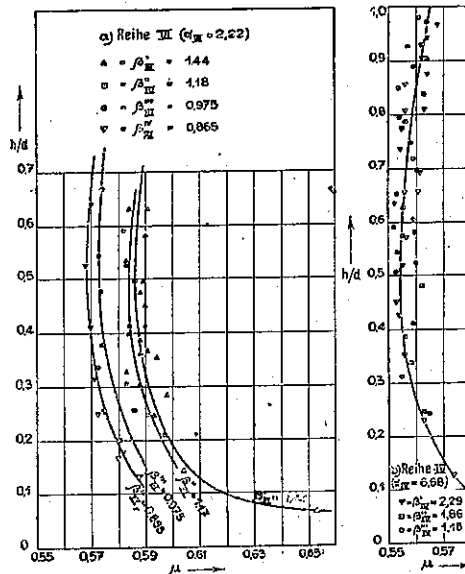


圖-3. μ に對する β の影響



尙新しい μ 公式 (4) の實用上計算の勞を省く爲に $\alpha=1.5 \sim 7.0$ に對する修正係数 $(2/\alpha)^{0.0625}$ の値を示す表を與へてゐる。

Jorissen は更に β の影響を調べた。其の結果は圖-3 である。之に依れば $\beta > 1.2$ に於ては——斯かる場合は實際上容易に得られるのである—— β の影響は無視し

得る。 $\beta < 1.2$ に於ては μ の減少は著しい。 $\beta = 0.865$ に於ては約2.5%の μ の減少がある。

今上記 Jorissen の実験結果と著者の今迄の実験結果とを比較して見る。表-2 は著者の結果を集めたものである。

μ の値に対する α 及 β 'の値の影響を研究することは理論的に興味のある事であるが、實際的の爲には $\alpha = L/d$ 及 $\beta = Z/d$ の値を一定に取り、水路幅

L 及水路床から圓堰の中心迄の高さ Z の影響を制限することを主張する。故に $\alpha = 2$ 及 $\beta = 1.5$ に定める事が有利である。直径 $d = 200 \sim 300$ mmの5種類の實驗に於て、 $\alpha = 2$ 及 $\beta = 1.5$ とすれば凡ての實驗値は唯1個の μ -曲線に極めて良く一致する。

著者の考へる處では、圓堰の實用上の問題として、今後更に直径300mm以上の圓堰に對しても亦此の制限 $\alpha = 2, \beta = 1.5$ の基に於て唯1個の μ -曲線が適用し得るか否かを研究することが大切である。

表-2. 圓堰に関する實驗

	Nr. des Meßblechs	Kreis-durchmesser mm	Versuchs-reich	Versuchs-läng	L/d	Z/d	μ	Wasser-temperatur
1	250	a	11.11.22	2,38	?	?	6.5	?
			4.12.22					
2	150	a	27.2.25	3,97	3,33	6.5	10.8	10.8
		b	5.5.25					
		c	8.5.25					
		d	16.5.25					
3	175	a	27.2.25	3,40	2,87	7.4	10.7	10.7
		b	5.5.25					
4	200	a	28.2.25	2,98	2,48	7.8	6.5	6.5
		b	5.3.25					
		c	25.3.25					
		d	29.4.25					
5	225	a	2.3.25	2,64	2,21	7.5	7.0	10.0
		b	28.3.25					
		c	28.4.25					
6	250	a	4.3.25	2,38	3,00	7.4	7.0	11.1
		b	27.3.25					
		c	6.5.25					
7	274.5	a	2.3.25	2,17	1,87	8.3	6.1	10.0
		b	26.3.25					
		c	28.4.25					
8	300	a	3.3.25	1,98	1,77	7.5	4.6	9.8
		b	21.3.25					
		c	29.4.25					
		d	22.5.25					
10 I	275	-	1.2.28	2,18	1,45	10.0		
10 II	275	-	3.2.28	2,18	1,45	10.1		
11	325	-	30.11.28	1,85	1,70	13.0		
12	320	-	24.1.30	1,50	1,56	14.5		

(23) 橋脚の間の流れ

(L. Escande; "Recherches sur l'écoulement de l'eau entre les piles de ponts." Génie Civil, 5 Août, et 12 Août, 1939, p. 113~117, 138~140. 本間仁抄)

Toulouse の實驗所で幅4m及20cmの2つの水路内に20:1の比の2組の模型を作つて實驗を行つた結果の報告である。模型の形は圖-5に示す様な4種であつて、その中2箇は橋脚型、他の2箇は薄い壁を側壁から垂直に出して中央に開口部を残したものである。

實驗には上流からの流量を一定に保つて下流側の水

位 h_2 を變化させ、それに対する h_1, h' 等の變化を測定する。流れの状は堰又は水門の場合と同様で、 h_2 が或る限界値以下にあれば橋脚下流側の流れは完全な

射流状態にあり、 h_2 がこの限界値を越せば表面渦が現れて橋脚下流側の流水は之に覆はれて不完全射流になる。 h_2 が更に大きくなれば射流状態は消えて常流状態となる(本文ではこの3つの状態を *Écoulement à veine dénoyée*, *Écoulement à veine noyée* 及 *Écoulement axial* と云ふ)。

常流状態では水頭損失が少いから單位幅當りの流量 q は

$$q = kh' \sqrt{2g(H_1 - h')} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$H_1 = h_1 + \frac{q^2}{2gh_1^2}$$

一方、運動量の變化と外力との關係から

$$\rho q(U_2 - U) = \frac{\rho h^2 U^2}{2} - \frac{\rho h^2 U_2^2}{2}$$

$$\therefore h_2^2 + \frac{3q^2}{gh_2} = h^2 + \frac{2q^2}{ghh'} \quad \dots\dots\dots (2)$$

断面 S_1 と S の間にかかる水頭損失を ξ_1 、 S と S_2 の間にかかる水頭損失を ξ_2 とし、限界状態に於ける h' の値を D とすればその時には

$$q = D \sqrt{2g(H_1 - D - \xi_1)} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\xi_2 = \frac{(h_2 - D)^3}{4Dh_2}$$

$$\xi = \xi_1 + \xi_2 = H_1 - H_2 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$H_2 = h_2 + \frac{q^2}{2gh_2^2}$$

(1) 常流状態の實驗、與へられた q に對して h_1, h_2 及断面 S の中央に於ける底部水壓 h_p' 及水深 h_s' を測定した。その中で橋脚 No.1の結果を圖-6に示す。之によれば h' の計算値は大體常に h_p' と h_s' の

圖-4. 實驗用模型と記號

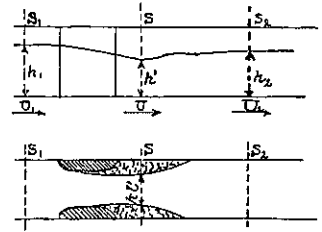
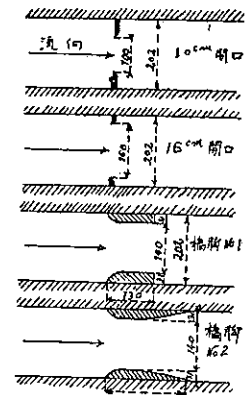
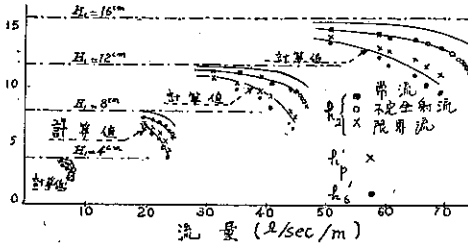


圖-5. 實驗に用ひた4種の模型(小模型に對する寸法を示す)



間になる事が見られた。又 h_p' は常に h_s' よりも大きくなってゐる。之等の結果は他の模型に就ても同様であつた。

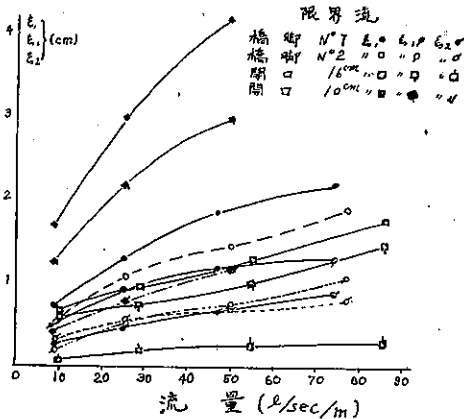
圖-6. 常流状態に於ける No. 1 橋拱の實驗値



(2) 不完全射流の實驗, この時の定つた H_1 に対する q と h_2 の關係は圖-6 中に示されてゐる。即ち常流状態との間の變化は極めて連続的である。

(3) 限界状態及完全射流の實驗, 限界状態の時の ξ_1 及 ξ_2 の測定値は圖-7 に示す。又断面 S に於ける流れの横断面を取ると水面は中央が低くなつて居り、之は q が増す程著しい。完全射流となれば q は常に限界状態と同じである。

圖-7. 限界流に對する ξ_1 及 ξ_2



尚、2 種の大きさの模型による實驗の間の相似律は可成り良好であつた。

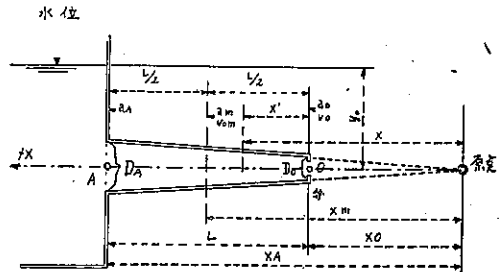
(24) 斷面積の變化する壓力管内の水衝作用

Ch. Jaeger; "Theorie des Druckstoßes in Leitungen mit längs der Axe linear wachsenden Charakteristiken." Wasserk. u. Wasserw., Heft 15/16. 15 Aug. 1939, s. 185~187.
本間仁抄

この内容は Favre が最近の Revue générale de l'

Hydraulique 誌上に 6 回に亘つて連載した論文の概要を紹介して従來の理論との比較研究を行つたものである。弁の閉塞時間を τ , 壓力波の傳播速度を a , 定常状態の出口の流速を v_0 とした時に, 相對閉塞時間 $\theta = \frac{\tau}{2L/a}$ 及管常数 $\rho_0 = \frac{a v_0}{2gH_0}$ なる θ, ρ_0 を考へ, 管徑を $\lambda x = D$ にて表はす。その他の記號は圖-8 参照。 x の位置に於ける管の斷面積 a_x は

圖-8. 本文に用ふる長さの諸記號



$$a_x = a_m \left(1 - 2v \frac{x - x_m}{L} \right)$$

λ 及 v は正の小さい係數とする。

Allievi の運動及連續方程式に相當する Favre の式は次の形になる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} &= g \frac{\partial y}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{2}{D} \frac{\partial D}{\partial x} v &= g \frac{\partial y}{a^2 \partial t} \end{aligned} \right\} \dots \dots (1)$$

(1) 式の解は次の形を有する。

$$y = y_0 + \frac{x_m}{x} \left(1 - v \frac{x - x_m}{L} \right) (F + f) \dots \dots (2)$$

但し

$$F = F \left[t - \frac{x - x_m}{a_m \left(1 - v \frac{x - x_m}{L} \right)} \right]$$

$$f = f \left[t + \frac{x - x_m}{a_m \left(1 - v \frac{x - x_m}{L} \right)} \right]$$

之は球面波と類似の形で波の下端から上端への到達時間は

$$T = \frac{2L}{a_m} \left(1 + \frac{v^2}{3} + \dots \right) \approx \frac{2L}{a_m}$$

そこで $y_1/y_0 = \xi^2$ とおけば (2) 式は次の形になる。

$$\xi^2 t_{-1} + \xi^2 - 2 = 2\rho_0 (\eta t - \xi t_{-1} - \eta \xi t) - 2\sigma S_1 \dots (3)$$

之は Allievi の連續方程式に相當するもので、 ηt は時間 t に於ける管末端の開きの割合を示し、

$$v = \frac{a_0 - a_m}{a_m}, \quad \mu = \frac{D_A - D_0}{D_A} = \frac{L}{x}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{v}{2} \right) \left[\mu \left(1 + \frac{v}{2} \right) + v \right] \approx \mu + v$$

であつて、 S_0 は
 圖-9 の中の斜影
 を彩した部分の面
 積である。

Allievi の理論
 では末端の最大壓
 力は ρ_0 と θ のみ

に關係する事となつてゐたが、Favre によれば斷面積
 の變化する時は相對壓力 $\xi = \xi^2 - 1$ は ρ_0 , θ 及 σ に關
 係する。そして ρ_0/θ が小さく $\sigma < 0.75$ の時は近似的に
 次の式で表される。

$$\rho_0 < 1 + \sigma, \quad \xi_{\max} = \frac{2(\rho_0/\theta)}{1 + \sigma + \frac{\theta - 1}{\rho_0}}$$

$$\rho_0 > 1 + \sigma, \quad \xi_{\max} = \frac{\rho_0/\theta}{1 + \sigma - (\rho_0/2\theta)}$$

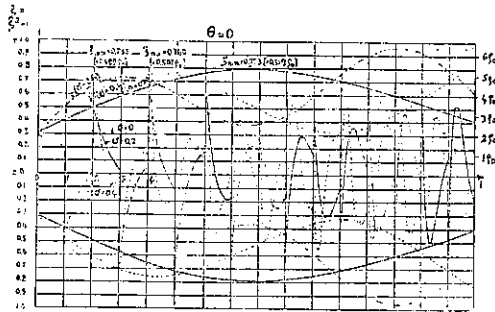
以下には Favre の計算例に就て述べる。

(1) 緩閉塞, σ が小さければ Favre の結果は Allievi
 の結果と大差なく $\sigma = 0.25 \sim 0.75$ になれば σ の影響が
 あるので、 σ の色々な値に對して ρ_0 と $\xi_{\max} - 1$ との關
 係を示す圖表を作つた。之から比較すれば σ が増せば
 壓力は減少する。

(2) 急閉塞 ($\theta \leq 1$)、例へば瞬間閉塞 ($\theta = 0$) の場合を
 考へれば Allievi によれば $\xi = \xi^2 - 1 = \pm 2\rho_0$ であるが、
 Favre によれば $\sigma \geq 1$ に對して $\xi = \pm(5.37 - 0.97\sigma)\rho_0$
 となつてゐる。但しこの時も初めは $\xi = 2\rho_0$ であつて次
 第に上昇するのである。又 $0 < \theta < 1$ の時は壓力の昇り
 方は $\theta = 0$ の時程著しくない。

圖-10 は瞬間閉塞に對する Favre の計算の一例を示
 したものである。

圖-10. 瞬間閉塞による管末端の壓力上昇の狀況
 ($\rho_0 = 0.15$, $\sigma = 0.2$ 及 0.4)



材 料

(25) 理論及實驗より導いた鑄鐵管厚の 新計算法

(Thomas H. Wiggin, M.L. Enger and W. J. Schlick; "A Proposed New Method for Determining Barrel Thicknesses of Cast Iron Pipe." J.A.W.W.A., Vol. 31, No. 5, p. 841-907. 寺島重雄抄)

此の研究は米國規格協會の A-21 鑄鐵管委員會に於
 て行はれたものである。

1. 從來の管厚計算式

基本式:—多少共、今日迄の計算式の基礎となつてゐ
 る薄圓筒の計算式は、 $t = (P \cdot r) / S$ (t = 管厚, P = 内壓, r
 = 内半徑, S = 金屬の許容應力) である。此の式を鑄鐵
 管に適用する際には水衝、運搬、鑄造の精粗、腐蝕に對
 する餘裕を考慮せねばならぬ。水衝に因る壓力は其の
 大きが不確なので大抵別の項として加へてゐる。運搬、
 鑄造の精粗、腐蝕に對する修正は合理的な數學的基礎を
 持ち得ない。

Dexter Brackett の公式:—

$$t = (P + P') \cdot r / 3300 + 0.25$$

茲に t = 厚さ (吋), P = 靜水壓 (呎/吋²), P' = 水衝 (呎/吋²),
 r = 内半徑, 3300 = 鑄鐵の引張應力の 1/5, 0.25 = 腐蝕其
 の他による減損に對する餘裕。

J. T. Fanning の公式:— 此の式を變形したものが
 米國水道協會の仕様書に採用されてゐる。

$$t = (P + 100) \cdot d / 0.4S + 0.333(1 - d/100)$$

茲に t = 厚さ, P = 靜水壓, d = 直徑, S = 鑄鐵の引張
 破壞強さ。

米國水道協會公式:—

$$t = k \cdot (H + 250) \cdot d + 0.333 - 0.0033 d$$

茲に $k = (0.5 \times 0.433 \times \text{安全率 } F) / \text{破壞強さ } S$

H = 靜水頭 (呎)。

Fairchild 公式:—

$$t = f \cdot d \cdot (P + p') / 2S + 0.28/d^{0.15}$$

f は安全率で 5 にとる。 S は破壞強さで 25 000 呎/
 吋² である。

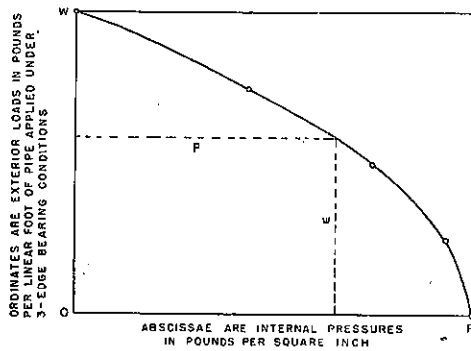
2. 新計算法の一般的説明

管は内壓、荷重及内壓と荷重との組合せの下で破壞す
 るが、Iowa 州立大學の實驗で、Schlick 教授は破壞時
 に於ける内壓と荷重の關係を求め、圖-11 の如き拋物
 線で表はしてゐる。此の實驗は圖-12 の 3 支承法によ
 つて行はれた。管の埋設條件を次の 6 通りとし、之等
 の實驗に於ける 3 支承法に就ては第 7 節に述べる。

埋設條件 A... 平底溝、埋戻は搦固めせず。

- B...平底溝, 埋戻は搦固める。
- C...枕木上に管を置き, 埋戻は搦固めず。
- D...枕木上に管を置き, 埋戻は搦固める。
- E...凹部を附した溝底, 埋戻は搦固めず。
- F...凹部を附した溝底, 埋戻は搦固める。

圖-11. 荷重-壓力曲線



兎に角計算順序は次の如くなる。

(1) 静水壓に假定せし水衝を加へたものを内壓とする。

(2) Iowa 州立大學で實驗して求めた公式を用ひて管長1呎當りの荷重を算定し, それにトラック荷重を加へる。

(3) 實際の埋設方法に相應する3支承比(後述す)で總荷重を除す。

(4) 總水壓と3支承荷重

とに安全率を乗す。之等を用ひて管厚を公式の圖表から求める。得た厚きは 2.5 の安全率を有し, 此の計算値に鑄造の精粗及腐蝕に對する餘裕を加へる。

小徑管で土被りが普通の時には斯くして計算した厚きは一般に運搬に必要と考へられる厚さよりも小であるから, 其の際は判断によつて得た最小の厚さを採用する。

埋設條件 C の如き管の場合, 土被り大なる 6 吋管の厚さは時には枕木間に架る桁として決定される。

3. 内壓と荷重との關係

埋設された管は垂直荷重を受けるし, 或る場合には水平荷重を受ける。之等の荷重は管を橢圓形に變形せしめ, 曲げモーメントを生ぜしむ。従つて内壓に因る直接引張應力に曲げモーメントに因る縁維引張應力を考慮

したものが必要な設計應力となる。曲げモーメントは $\sigma = M \cdot y / I$ なる公式から求められるが, 之は比較的の値で實際値でなく, 直接應力に其の儘加へるわけにゆかぬ。荷重小なる時は實際値に近似するが荷重大となるに連れ差が甚しくなり, 破壊時には破壊強さが最大引張應力の倍及最大壓縮應力の半分にもなる。そこで $M \cdot y / I$ 應力と實際應力との關係を實驗から求めねばならぬ。

荷重-應力關係の實驗資料は 33~45 吋の長さの供試體を管からとり, 3 支承法を用ひて内壓 0 から破壊壓力 60~90% の下で試験して得たものである。此の實驗で最も厄介な裝置は, 荷重に依つて供試體が變形せんとするのを妨げずに内壓を加ふることであつた。之には隔壁の溝にゴム紐を填隙材として着け供試體と内部の管の兩端を支へしめた。

3 支承上の供試體の曲げ應力は次の如くである。

$$R = 0.0795 W (d + t) / t^2$$

茲に, R = 曲げ應力 (呎/吋²), W = 荷重 (呎/呎), d = 内徑 (吋), t = 壁厚 (吋)。

荷重及内壓の下で供試體の變形を測定するのに信の置ける實際的方法はない。變形がないとして R を計算しても, 低内壓の際には誤差が最大となるが其の誤差は 2% を超えない。

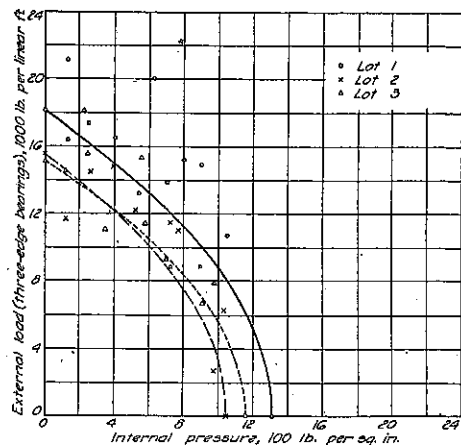
内壓に因る引張應力は次式で求められる。

$$S = P \cdot d / 2t$$

茲に, S = 引張應力 (呎/吋²), P = 内壓 (呎/吋²), d = 内徑 (吋), t = 壁厚 (吋)。

20 吋管を實驗して得た結果を各供試體に就て R と S とを計算して比較研究し, R と S を坐標とする圖を畫けば 圖-13 の如くなる。圖の曲線は一般に次式で表

圖-13. 20 吋鑄鐵管の荷重-壓力曲線



はされる。

$$S - s = s \left(\frac{r}{R} \right)^2$$

茲に、 s 及 r は荷重と内圧とが同時に存在する時の應力である。

引張應力と曲げ應力は内圧力と荷重の一次式で表はされるから上式は次の如く表はされる。

$$P - p = P \left(\frac{w}{W} \right)^2$$

茲に、 P 及 W は夫々他が零の時の最大内圧力及最大荷重、 p 及 w は同時に作用して供試體を破壊せしむるに到る内圧力及荷重である。

4. Illinois 大學で行つた諸種の實驗

内壓試驗：— Illinois 大學で行つた内壓試験は表-3 に示す通りである。

表-3. 平均破壊引張強さ

内徑(吋)	試験回数	平均引張強さ(噸/吋 ²)
6	36	14,900
12	11	14,570
20	10	13,950
24	2	16,550
36	4	14,132
48	8	12,880

管の破壊は急激で、低圧で破壊するのは初めから存在する割目或は弱點に因るもので、其の際の裂目は1本の縦線となる。管が内圧に對して其の全強度を發揮した時には裂目の状態は主縦線から無数の割目が派生する。

Talbot Strip Test:— Talbot 教授は前述の6吋鍍鐵管から1/2吋幅の試験片を切取り、10吋支間の桁として試験した。1/3點に載荷し、1/2吋幅を壓にし、管の厚さを桁の幅とした。

環としての試験；管から種々の長さに切取つた環を試験した結果では、1/2～1吋の短い環は非常に大なる値を與へ、より長い環としての管の強さを表はさぬことが判明した。それで環としては管の直徑の1/2にして12吋より大ならざるものが望ましい。

直張力試験：— 幅1.5吋、長12吋の試験片を管から縦に切取り、幅1/2吋兩層2吋に壓延し、兩端の中心線上に1吋の孔を穿つて試験機に装置した。破壊試験で求めた引張強さは直張力試験から得た値より遙に小であつた。これは管の總ての部分の金屬が内壓試験中に應力を受けるので、或る部分の金屬の弱點が或る低い破壊強に達して破壊して仕舞ふからである。

桁としての試験：— 6吋管は10呎支間として中央に載荷し、12吋及20吋管は10呎支間で1/3點に載荷して試験した。20吋管は桁として破壊せずに支承點或は載荷點に於て環として破壊した。12吋管は支承點及載荷點に枕木を置く時にのみ桁として破壊するのであつた。6吋管は常に桁として破壊した。6吋管の破壊強さは Talbot Strip Test で得た値の80%であり、12吋管の桁としての破壊強さは僅か64%であつた。又桁としての管の彈性係数は Talbot Strip の夫の135%であつた。

衝擊試驗：— 鍍鐵管の衝擊に對する抵抗力は金屬の性質、管厚、管徑及内壓に關係するものである。Talbot 及 Richard の試験に依ると、6吋管を固定支承に桁として支へ、50噸鐵錘を管の中央に落下させて破壊する迄6吋鉋落下の高さを増して行つた。管には50噸/吋²の水壓をかけ、割目から水が噴出した時に破壊したものとする。12吋管は磁砂上に置いて試験した。

環としての管の衝擊試験は、6吋管には1/2吋幅、12吋及20吋管には1吋幅の環を用ひて行つたが、Izod 型の Olsen 衝擊試験機による試験のみがやゝ結果良好であつた。

以上の試験から結論すると、彈性係数の最大値と破壊強さの最小値とを制限すれば管の衝擊に對する抵抗力は充分である。

管の内壓は著しく衝擊抵抗を減せしめる。衝擊抵抗は衝擊を引受ける金屬の量、有效引張強度の自乘及彈性係数の逆數に比例するから、金屬が既に大なる引張應力を受けてゐる時には衝擊に抵抗する引張應力は大變小になるのである。若し最大引張強さの1/10に既に應力が生じてゐるならば、衝擊に抵抗する有效な抵抗エネルギーは $S_p = \text{最大引張強さ}$ 、 $E = \text{彈性係數}$ とすれば

$$(S_p - 0.1 S_p)^2 / E = 0.81 S_p^2 / E$$

となり、約19%の減少を來たす。

5. 管上の埋戻土に依る荷重の計算

幅あまり大ならざる普通の溝に埋設された管にかゝる荷重理論は20年間に互る Iowa 工學實驗所に於ける調査を基礎としてゐる。埋戻土は側部の土よりも壓縮性を有し、比較的大なる沈下性を有するものとする。従つて沈下と共に埋戻土に對して上方に働く摩擦力を生じ、埋戻土の重さの大部分は溝側部の土に傳達される。摩擦力に關係する項は荷重公式では $2 K \mu'$ で表はしてゐる。

鍍鐵管は剛性で、管と溝壁間の埋戻土よりも壓縮性が小であるから管頂以上の荷重は總て管にかゝつて來る

圖-14. C_d と H/Bd との関係圖

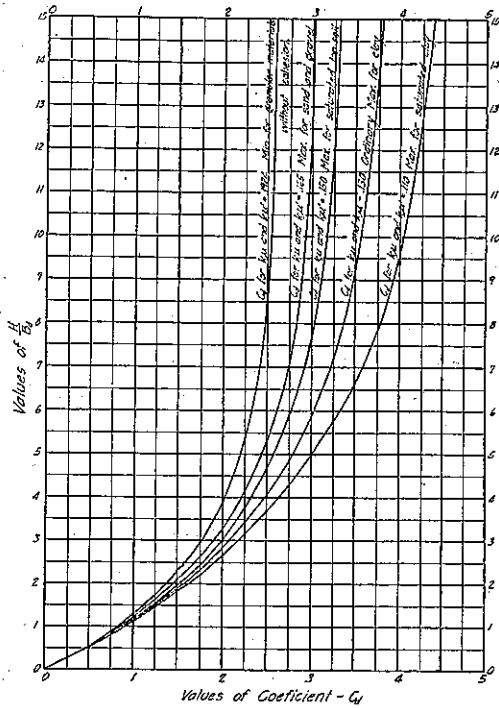


圖-15. 埋設條件 A, B, C, E, F の時の荷重

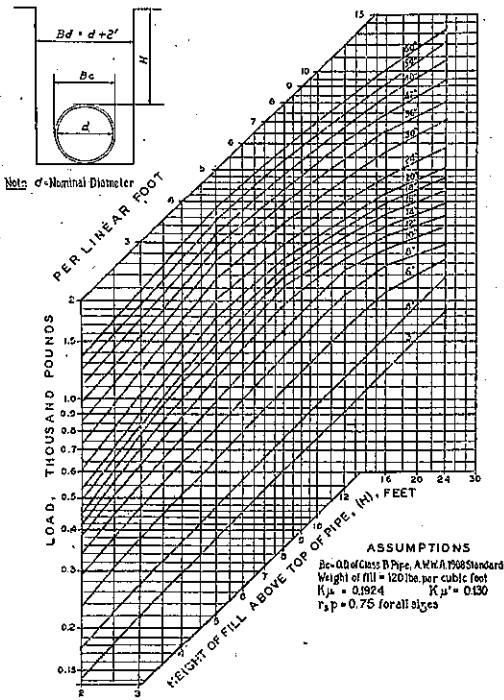
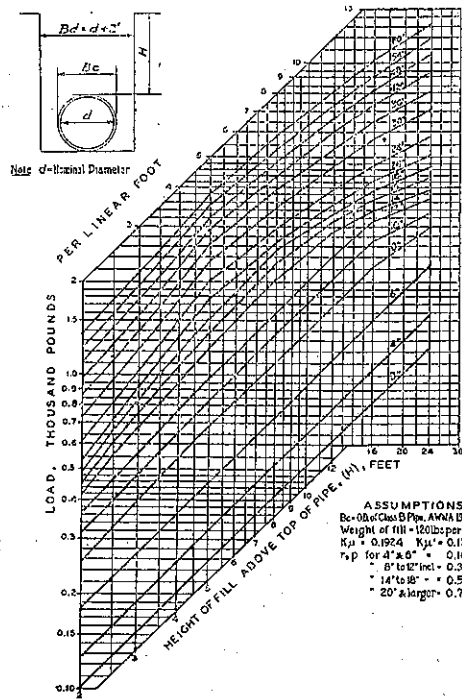


圖-16. 埋設條件 D の時の荷重



ものであり、荷重公式に於ける幅は管頂の高さの溝幅にとるべきである。

単位長當りの荷重 $W_c = C_d \cdot W \cdot Ba^2$ (呎-呎單位)

茲に、 W = 埋戻土の單位重量

Ba = 溝幅 (管頂の高さに於ける)

H = 管頂上の埋戻土の高さ

C_d = 荷重係数 (圖-14 参照)

圖-14 に示す C_d は荷重計算に必要な係数である。 $K_{\mu}' = 0.1924$ に対する C_d 線は C_d の最小値を示し、普通の設計には使用すべきではない。 $K_{\mu}' = 0.110$ に対する線は C_d の最大値を示し、 K_{μ}' の値が非常に小さであることが判明してゐる時のみ使用すべきである。土壤の性質不明の時は C_d の値は $K_{\mu}' = 0.130$ に対する値をとるべきで、之は粘土に対する最大値となつて居る。 W と K_{μ}' との値は表-4 に示す。土壤の區別の判らぬ時は $W = 120$ にとる。

圖-15, 16 は 3 吋~60 吋管に對する埋戻の深 2 呎~24 呎の際の 1 呎當りの荷重を圖式的に示してある。

6. 表面集中荷重に依る傳達荷重の計算

鑄鐵管は埋戻土表面の死荷重及活荷重の傳達を受け

表-4.

埋 戻 土	IF	K_{μ}'
ローム, 砂交りローム	110	0.150
砂	115	0.165
砂 利	125	0.165
粘 土	120	0.130
砂或は砂利交り粘土	120	0.140~0.150
飽和粘土	130	0.110

る。次に述ぶる 調査資料及 計算法は 舗装されざる道路に適用し得るもので、舗装道路の場合は之より安全と考へる。

埋戻土の表面に 集中荷重が来た時に一定寸法の水平板が受ける 壓力は弾性固體中の 壓力分布を求める Bousinesq の法則に依つて計算される。

トラック車輪は集中荷重と考へて差支なきこと及運動中のトラック車輪荷重は静止の際の 100~200% 大であるが、活荷重として衝撃に對しては 50% 加ふれば充分なることが研究の結果判明した。

集中荷重の 傳達荷重を受ける面積は短く且つ狭いから管路の全長にトラック荷重の最大烈度に等しい烈度の等布荷重がかかる場合よりも其の影響は小である。それ故トラック荷重に定まつた率を乗じて小にする。

7. 3 支承に對する比の決定

前述の如く 拋物線的荷重-壓力關係は普通の埋設條件の下でなく 3 支承法に依り實驗的に求めたものである。此の 3 支承に對する比とは或る埋設條件に在る管の破壊強さと同一供試體が 3 支承状態の下で荷重された時の其の供試體の破壊強さとの比のことである。

埋設條件 A. 堅固な平底の溝に管を置きショベルで埋戻した場合。陶管及コンクリート管に就て行つた實驗によると 3 支承に對する比は約 1.20 である。Miller 及 Wise に據ると標準砂支承と 3 支承との組合せの下での強さは 3 支承の場合の強さの 1.13 倍であると。鑄鐵管に就ては平底搗固め土床と上部は砂支承の下に行つた。20 吋管に就て之と同様の方法によつた試験では埋設條件 A よりも稍々小さい強度比をとる。

埋設條件 E. 陶管及コンクリート管に關する初期の試験では 3 支承に對する比は 1.5 であつた。此の E の條件の試験は砂支承で行つたが之が適用の範囲内では之を鑄鐵管にも 應用出來ないこともない。試験結果 3 支承比が A に對して 0.94~1.35, E に對して 1.38 であつた。

埋設條件 B 及 F. A 及 E の場合に唯搗固めを行つた場合が B 及 F である。垂直支承條件が更に有利となり、搗固めた側部埋戻の壓縮によつて生ずる側部支承の效果の爲強度比が稍大となる。頑丈に組立た木枠中に堅固な土を置いて管を支へ、強く搗固めた砂とロームを埋戻して試験した。結果は B に對して 2.59F に對して 1.93 であつた。3 支承に對する強度比は管徑の増大と共に大となる。

埋設條件 C 枕木上に在る管路は滑節を有する連續桁として働く。實際には接手は幾分 モーメントも傳へるが、其の作用は小であり不確である。設計には不等沈下がなく、反力は等しいと假定する。12 呎支間の 8 吋以上の管は枕木上で環として破壊するが、4 吋管は桁として破壊する。

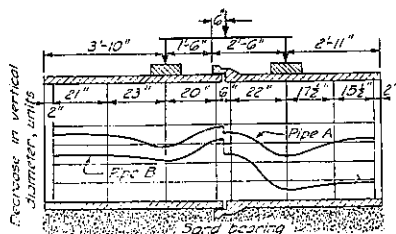
破壊と枕木の 沈下及枕木の 寸法と桁としての管の撓みは枕木の間隔によつて變るが、試験結果から總ての大きな管が埋設條件 C に在つては充分安全であると考えられる。

埋設條件 D C の場合の外に埋戻土を搗固めた場合である。20 吋以上の管は強剛で桁としての撓みは少く支承に何等の影響を與へぬ。此の條件下に於ける試験は次の如く行つた。

- (1) 内壓を受くる 20 吋管を 20 呎長さに接續し、埋戻は搗固めた場合と搗めぬ場合に就て。
- (2) 12 呎及 16 呎長さの 12 吋管を埋戻をせずに行つた試験。
- (3) 4 呎及 8 呎長さの 48 吋管を内壓の下に、埋戻の有無の兩方の場合に就て。
- (4) 12, 20, 36, 48 吋管の 1 本管及接續管の撓み試験 (圖-17 参照)。
- (5) 24 呎長の 6 吋接水管を等布荷重の下に於て枕木間隔と反力を定めた。

委員會 A-21 で採用した 3 支承に對する比は圖-18 に示す。之は上述の如く理論と實驗とから得たものである。

圖-17. 管接手部の強さの大なることを示す



平均は、版 A と B とに於て非常に良く一致してゐることが分る。3 氣壓の時も又かなりよく一致してゐる。試験體 C と D に於ける透水量は、之等よりも大きく

表-6. 平均値
Zusammenstellung 2.
Mittlerer Wasserdurchgang in g/24 h/0,785 dm².

Platten	unter 1 at bei		unter 3 at bei	
	Fläche <i>f</i>	Fläche <i>F</i>	Fläche <i>f</i>	Fläche <i>F</i>
1. Versuch				
A	26	—	53	—
B	29	159	43	415
C	38	672	146	2590
D	49	52	—	—
2. Versuch				
A'	59	—	199	—
D'	53	78	165	237

なつてゐる (試験體 D は 3 氣壓で破壊してしまつた)。

第二次試験に於ては、A' と D' とであるが、透水量は大體一致してゐる。

試験體 B, C 及 D の一部に於ける面 *F* の透水量は、明らかに *f* に對するものよりも大きくなつてゐる。特に試験體 C (之に於ては、鐵製型との間に故意に水密でない層を設けた) に於て目立つてゐる。

3. 結論

(1) 試験装置 A に於て、透入、透出面以外の部分を水密にすることの容易であることが認められた。尙、更に實驗を行つてこのことを確かめた。

(2) 試験装置 B に於ては、縁の方の部分面 *F* の透水量が非常に大であつた。之は恐らく鐵製型とコンクリートの結着が不充分であつたことに起因するものである。併し面 *f* の透水量からみて、元來の結果即ち面 *f* に於ける透水量には何ら考慮すべき影響を及ぼさないことが結論し得る。

示方書の規定では、類同の適當な試験を行ひ得ることになつてゐるから、この B の方法に依つてもよい譯である。

實際には、この試験體の製作は簡單であるが、併し使用した鐵製型は試験が終了するまで自由に出来ないものであるから、連續的に試験を行ふ場合には、それに充分間に合ふだけの鐵製型を用意しておかねばならない。

(3) 試験装置 D に於ても、版 A に於けると略同様な結果が得られるが、版が非常に大きいために大きな装置が必要であり、又大いに水の透過し易いコンクリートでは、透過面積が大きいために、水の補給と壓力を保つことが、なかなか容易なことではない。

(4) 全般に、B と D によつて得た結果は、示方書に依る版 A によつて得られた値の近くにゐると云ふことが出来る。版 B と D に於ける縁の方の流れの状態の影響は、面 *f* に於ける結果に對しては、明瞭には現はれて來なかつた。

併し全般的に見て、B 及 D の形の版による試験が版

A よりもより簡單であり、より信頼出来ることと云ふことはない。又この様な方法によれば、加へた水の量を測ることによつて透水性を知ると云ふ様な方法は用ひることが出来ない。

施 工

(27) 化學製品を用ふるグラウチングに就て

(Joseph D. Lewin; "Grouting with Chemicals." E. N. R., Aug. 17, 1939, p. 61~62. 福島 彌六 抄)

本文は普通グラウチングに良く用ひられて居る珪酸曹達溶液に鹽化石灰或は硫酸礬土等の鹽類を組合せて比較的細粒質の土壤を固化安定せしむる方法に關する其の装置、操作及實例等に就て述べてゐる。化學製品によるグラウチングは其の透入性が非常に良く細粒質の土壤又は岩石の小間隙に良く透入する特徴がある。例へばグラウチングの時にセメントの如き固體を懸濁せしめた溶液を用ふると、固體の徑より小なる間隙には透入せず、濾過の理論に依ると砂の如き粒質が溶液中のセメントの 10 倍を超へる如き粒子を含んである場合は之を透過しないと云はれてゐる。セメント粒子の徑は 0.004 in, 砂粒は 0.04 in とすると此の場合はセメント溶液の透入を全く阻止するに至る。又 0.04 in より細かいものを含む砂粒にグラウト管が布かれた場合も砂粒は箭の作用をなしてセメントの通過を妨げ壓力を高むればグラウト泡を生成してセメントは管より先へ行かなくなる。グラウト管の近くにレンズ状の粗粒質があるとセメントは其の空隙を満すが其の他の部分は全くグラウトされずに残る場合もある。化學製品によるグラウチングは、其の溶液の粘度が 60°F の水と同一であれば土壤の透入度が 0.1~0.0001 cm/sec の範圍内のものに應用し得られるが、然し粘土、微砂、泥泥等の層は不透水性であり透入度は $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-8}$ cm/sec. の程度にして、これはグラウトされ得ない。化學的グラウチングは 2 個の藥品が反應して硬化するものであり、其の一つは水硝子又は珪酸曹達 (Na_2SiO_3) にして他は鹽化石灰 (CaCl_2)、硫酸礬土 ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$) 及重金屬鹽類である。

珪酸曹達は一種のコロイド物質にして水分を失ひてゲル状になり硬化するものにして、ゲル状にては不透水性を與へこれが硬化すると強度を出すものである。實際グラウチング工事に用ふる珪酸曹達は、42.25°Be' より小ならざる比重を有し、 Na_2O 1 分は SiO_2 3.22 分より

小ならざる割合のものである事を必要とする。珪酸曹達は 1911 年に初めて使用され、これは鹽類及酸類を含む水に比較的作用されないものであるが一方セメントのグラウチングは之等の有害水に對して使用する事は出来ない。鹽分を含む水は一種の電解質であり珪酸曹達は之により膠化して充分に透入しない場合もあるが、此の時は硫酸を加へて突然に凝結するのを防止する特殊の方法もある。

1914 年には Joosten 法が現れた。此の法は珪酸曹達の他に鹽化石灰或は硫酸礬土溶液を併用するものにして、先づ珪酸曹達をグラウト管を通して土壌中に壓入し水分を除き空隙を充填したる後、次に管を抜くときに鹽類溶液を吹付けるのである。此の改良法には珪酸鹽をアンモニヤ或は炭酸にて稀釋し硬化時間を遅らせる方法もあり、又最近は珪酸鹽溶液と鹽化石灰溶液とを同時に注入する法が行はれてゐる。珪酸鹽溶液は其の水素イオン濃度 (pH) を適當に調節する事により其の硬化時間を 1/2 分より數時間に加減し得るものである。

Charles Langer 氏は 2 種の溶液を同時に注入する方法を行ひ珪酸ゲルが生じて透入を阻止することなく充分透入の目的を達し得る事を認めてゐる。同氏の方法は珪酸曹達、酸及重金屬鹽類の 3 個の藥品を使用するものである。

豫め處理すべき土壤を分析して其の鹽分の含有量を定めると、注入液の濃度が定まる。次に土壤の透水性と注入壓力とを知れば注入液の透入範圍及注入管の配置が分りグラウチングの計畫を立てる事が出来る。

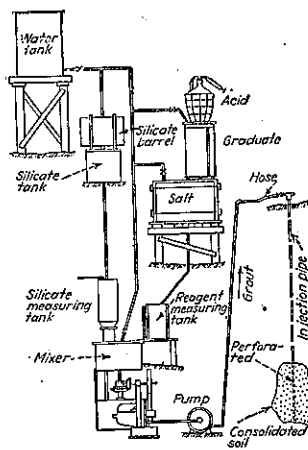
此の方法は主に歐洲に於て發達し過去 15 年間に 250 回以上も行はれて居り次に代表的の工事實例を擧げる。

1. 浸潤水の防止

佛國 Agen に於ては Dordogne 河に沿ひ一つの運河があり、厚 18 呎、水面下 20 呎の地層が其の間に横り舟行の爲め河深の一定するを必要とするが此の河は水面の變動が可成りに烈しかつた。

之故に地層をカット・オフする必要が生じ地層の一部に珪

圖-20. 珪酸曹達グラウチングのプラント



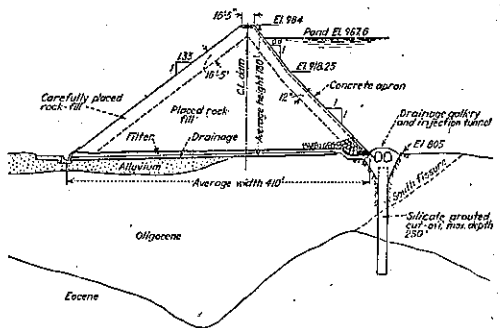
酸曹達の注入を行ひ浸潤水を 40 gpm より 0.15 gpm/lin. 尺に減少する事が出来た。圖-20 は此の場合の珪酸曹達グラウチングのプラントを示してゐる。

2. 地盤の改良 (圖-21)

アルヂェリヤの Bou-Hanifa 石塊堰堤の基礎地盤に細い割目があつたこれはセメント注入により充填する事が出来なかつたが珪酸曹達の注入をなして成功し 15 500 t を使用した。

圖-21 は此の堰堤の断面及グラウチングの箇所を表す。

圖-21. 堰堤断面とグラウチング箇所



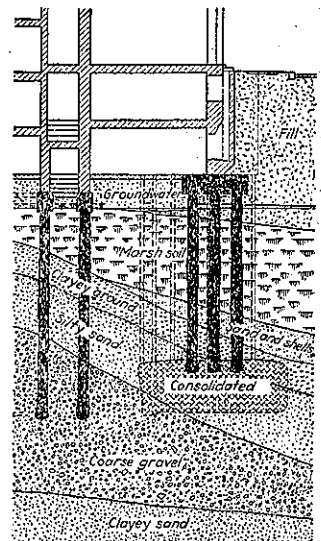
3. 杭の支持の増加 (圖-22)

Berlin の或るアパートが沈下したので基礎杭の下の厚み 6 呎、長さ 60 呎の部分が珪酸曹達注入により強化された。此の工事は地下水下 60 呎で行はれ圖-22 は工事箇所を断面を表してゐる。

4. 砂層の移動の防止

Bremen の鐵橋で 35 呎の基礎杭上に支へられてゐる橋脚を補強する必要があつた。此の場合には砂に珪酸曹達注入をなして壁を作り基礎杭下の砂部を挟み砂の水平移動を防止し支持力を 1300 lb/in² に増加せしめた。此の時に數本のコンクリート杭を新に打込んで補強をなし、トラフィックの中絶をなさなかつた。

圖-22. 基礎断面圖



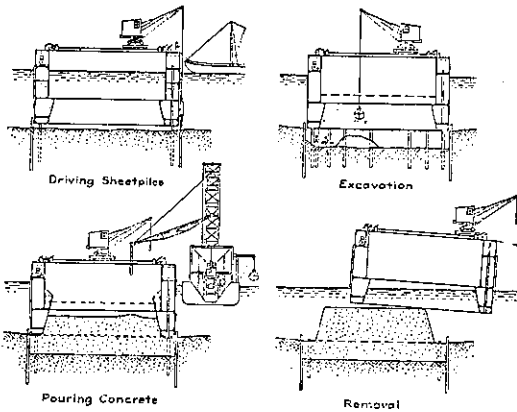
(28) 浮動式コッファードムを使用
せる橋脚基礎

(S.M. Koefoed, "Four Cofferdams for Forty-One Foundations." E.N.R., July 6, 1939, p.47~49.)
入江一郎 抄

Denmark 國鐵では、同國 Storstrom 橋の橋脚基礎工事に浮動式コッファードムを使用した。木橋梁の橋脚 50 基中 41 基は鐵製の浮動式コッファードムを使用して施工した。而して地質に應じて、浮動式コッファードムは 2 種 (2 箇づゝ) 作製し、合計 4 基を使用した。

準備完了後橋脚位置に浮動式コッファードムを沈め基礎完成後約 20 日にしてコッファードムを浮かして次の

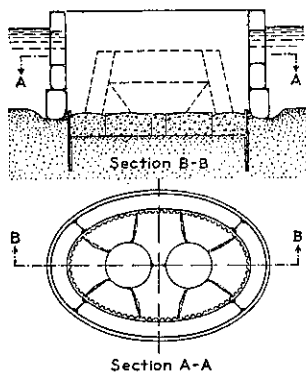
圖-23. External sheeting 型コッファードム



橋脚位置に沈めるのである。かくて基礎が完成したらばこの上に橋脚を据ゑるのであるが、橋脚の水面上 10' より水面下 10' 迄の部分は陸上で製作して、2 臺の浮船の間に吊して橋脚の位置迄運び先の橋脚基礎上に据ゑた。

當所の地質は厚さ約 100' の石灰に富む glacial clay と堆積白亜とからなつてゐる。最大水深は約 45' で兩岸は次第に淺くなる。先橋脚基礎の位置を鐵製シートパイルで圍みその裡を約 10' 掘鑿し、シートパイルの内側一杯に基礎コンクリートの根入り部分を打ち、この上に水面下 10' の

圖-24. Internal Sheeting 型コッファードム



所迄橋脚基礎の上部分のコンクリート打をする。

水底の土質が異なるので之に對して 2 種のコッファードムを作つた。第一に粘土のみの水密な箇所では圖-23 の external sheeting 型コッファードムを用ひた。即ちシートパイルをコッファードムの外縁に接して打込み、コッファードム中を揚水してドライで基礎コンクリートを打つ。此の圖-23 の形式のコッファードム 2 箇で橋脚基礎 27 基を作つた。次に地質が砂混りの粘土で透水性の箇所には圖-24 の internal sheeting 型コッファードムを用ひた。此の地質ではコッファードム中の水を排除すると外部の静水壓の爲底面からブローアップする危険がある。故にシートパイルをコッファードムの内縁に沿つて打込み、次に基礎コンクリートの根入り部分在水中で打ち、底面よりブローする危険がなくなつた後に排水して橋脚基礎の上部分をドライで打つた。此の圖-24 の形式のコッファードム 2 箇で 14 基礎を施工した。

2 種のコッファードムは何れもセクション楕圓形で、コンセントリックな 2 枚の鐵板からなり、その間を縦横の隔壁で多數のタンクに分ち之に注水排水することによつてコッファードムを浮沈せしめた。而して各コッファードム毎にポンプ・デリック照明用等に用ふる電動設備を有してゐる。

先づ豫め橋脚一箇所に付木杭 16 本を打ち杭頭を水底面の高さで切りならし、この上にコッファードムを据ゑる。

(a) External sheeting 型コッファードム (圖-23 参照)。

木杭上にコッファードムを沈掘したらば、シートパイルを繋ぎ合はしてコッファードムの外縁に沿つて打込み、シートパイルの頭が水面上 2' の所迄打つ。

シートパイル打用のコンプレッド・エア・ハンマーはコッファードム上のクレーンで移動させる。

コッファードム外周には下部近くに椋形張出し突起があり、排水してコッファードム中の水位を下げた際にシートパイルを支へる。一方シートパイル頭部には豫め之の突起に合致するやうな凹を附した木のブロックが取付けてある。

コッファードム上の突起とシートパイルの木ブロックとの間の圓環形の隙間には、潜水夫を使つて獸脂を滲ませた太いロープを入れる。水をポンプ・アウトするとロープは水壓で締められて隙間を塞ぐ。

次にコッファードム内側の水を排除してドライの状態で人力又は掘削機で掘鑿し、コンクリートを打つた。ミキシングプラントは別の船上で作つてある。

次にコッファードムを移動させるには、コッファードム内側に水を入れてから、コッファードムに据付のジャッキをコンクリート橋脚基礎に噛ませてコッファードムを上方に少し動かす。これでコンクリートとコッファードムの内側下部との間の附着が離れる。事實亦コッファードムのタンク中の水をポンプ・アウトするとコッファードムは急激なショック等もなく極く容易に浮上つた。移動は圖-23の如し。

(b) Internal sheeting 型コッファードム (圖-24 参照)。

掘鑿と基礎根入り部分のコンクリート打が水中で行はれる他は (a) の場合と同一である。基礎根入りのコンクリートは、之を垂直壁で 10 區劃に區分して打つた。この垂直壁は水中で潜水夫が所定位置に据ゑた。この一區劃の面積は約 40 sq. yd. で、その中央に tremie tube (水中コンクリート打用チューブ) を下げて水中コンクリートを打つた。コンクリートは四方へ最大約 10' 擴つた。ミキシングプラントの能力は 1 時間 25~30 cu. yd. 故、1 區劃のコンクリートは 1 時間に高さ $1\frac{1}{2}'$ を打つことが出来た。

10 區劃ともコンクリート打が完了したらば、シートパイル頭部とコッファードム下部内面との間の V 形の隙間に水中コンクリートを打つてコッファードム底面を閉塞した。

之で底面よりブロー・アップする恐がなくなつたので、排水して橋脚基礎の上部分をドライで打つた。

(29) 掘鑿に際し地下埋設物豫知法

“Buried Pipes Made to Talk Back.”
E. N. R., June 8, 1939 p. 97~98.
倉田宗章 抄

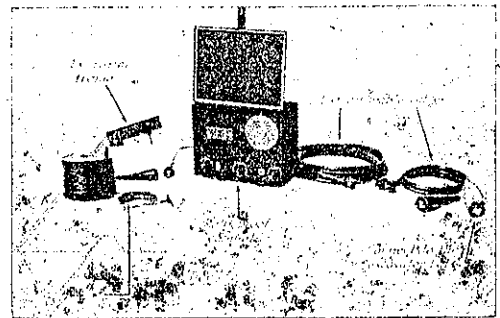
埋設管路や電線の有無及其の正確な位置をエクスカベーターの操縦者に豫知せしめる新しい電氣的信號装置が出来た。之は如何なる型のエクスカベーターにも容易に装置出来る。

(1) ラジオ信號法 之は運轉手室に取付けられてゐる音響信號に依つてショベルの齒が未知の埋設管に觸れたか、或は數吋、數呎乃至相當距つてゐるか知る事が出来る。豫知機の機能は砂、土壤、頁岩、岩層、等の掘鑿に際して何等變化がなく地面の乾濕状態或は鋪裝等にも影響されない。管路及電線の位置の豫知も、大きさ、埋設深さ、或は材料——但し金屬に限る——に依つて其の正確さに變化を來す様な事はない。この埋設管路豫知装置は特に惡條件の下に於ける掘鑿にも適する様に出

來てゐる。又可視信號式、音響信號式、及夫等の組合せとして用ひられたが、其の中音響信號式が最も實用的であつて操縦者が作業から眼を轉じたり、機械運轉の邪魔となつたりする事がなくて済む。信號は操縦者の頭部に近く取付けられた擴聲器或は必要な場合は頭に掛ける受話器で聴取される。

(2) 作用 この装置は掘鑿機が作業可能の状態にある場合には常に一定の信號がある様に調節され、バケット、螺旋の様な掘鑿機が埋設管路に幾何接近してゐるかは信號の強さに依つて知る事が出来る。操縦者はバケットの先端が埋設管路より 6~12 吋の距離になると明瞭な信號を聴取する爲に“Soil”ダイヤルを調整す

圖-25.



る。この信號は管路に接近すると自動的に音響信號の強度を増加する。尙之の装置の特徴は總ての電氣的妨害を受けない事である。發振器、特殊制御装置增幅器、發聲器又は受話器を入れたセットは 11" x 8" x 5" の箱に收められてゐる。この装置の電氣回路には掘鑿機のバケット、管路、バケットと管路間の土が含まれる。バケットが土の中で管路の方へ働いて行く時中間の土のインピーダンスは減ずる故にインピーダンスの自乗に逆比例して信號の強度は増加する (圖-25 参照)。

(30) Hansen Dam に於ける新土運搬設備

“New Earth-Moving Equipment at Hansen Dam.” E.N.R., July 6, 1939 p. 42~45.
福田秀夫 抄

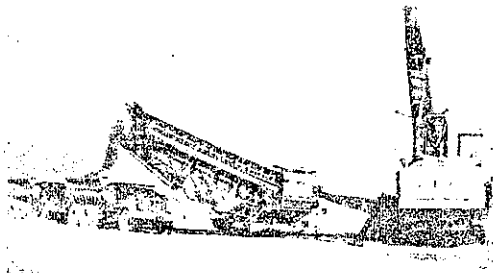
Los Angeles に近い Hansen Dam に於ける 13 000 000 yd³ 以上の土工の爲に、San Francisco の Guy F. Atkinson 會社は、5 種の大能力土運搬設備を使用し、満足な成績を得た。この Dam は高さ 122 ft, 延長 9 050 ft で、5 種類の土砂を 6 區域に分けて築立した。

この 2 つの機械は積込時間及 scraper の運搬の遅い缺點をなくすべく設計されたものである。即ち積込時

間の延引をさけるためには cableway bucket を dragline で動かして、belt conveyor に積込む Gar-Bro Dragveyor を作り、scraper の移動を速かにするためには、20 m. p. h. の能力ある二輪の牽引車で、Tournapulls と稱するものを設備した。

Dragveyor の操作 Gar-Bro Dragveyor は圖-26 の如く、一端から突出せる傾斜した belt conveyor を持ち、この全長は 59' で、その半分は 14' の幅の傾斜した入口となり、他の半分は突出した conveyor の frame

圖-26. Hansen Dam に於ける Dragline と Dragveyor



と motor をのせてある。幅 60' の belt conveyor は長さ 79' で、75 HP の電動機により、hopper を通り、外側的一端では 20' の高さを得るために傾斜した frame をのぼる。

Dragveyor は Bucyrus Erie 100-B electric dragline に直角におかれ、dragline の frame に 2 本の鎖で結ばれ、掘鑿機の移動と共に積込機は移動する。又普通 100-B dragline と共に用ひられる 3-yd dragline bucket は、8-yd Sauerman Crescent slackline cableway bucket と取かへられ、dragline の boom は 90' にのばされた。之により最大能力を出す時は、深さ 18' 底幅 70' 迄掘ることが出来る。

Dragline は底なしの bucket を備へ、slackline cableway の方法で操業される。土砂はこの上のにりはしないが、掘鑿ヶ所から引きずり上げられて、Dragveyor の hopper にあけられ、更に轉石を落さぬやうにしつゝ belt へあける。積込機がどうしても dragline の廻轉を邪魔する時は調節索を正しい位置から外すので、この場合には特別の調節索を使用してこの害をさける。

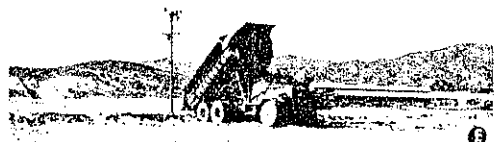
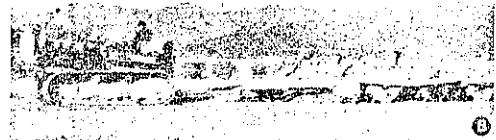
運搬自動車への積込は、belt の外端に立つてゐる運轉手により調節される。又 hopper はかなりの貯藏能力を持つてゐるので、掘鑿と積込を同時に行ふ必要はない。belt は最大速度 250 ft/min で働き、一般自動車と同型の調節機により調節され、運搬自動車が正しい位置に来てゐない時には休止する。

Tournapull scraper の牽引 25-yd Le Tourneau scraper を新 Tournapull scraper によつて牽引するもので、11 組の Tournapull scraper と積込を助けるために用ひられる 7 臺の Caterpillar crawler が用意され、尙豫備として 2 組の Tournapull scraper がある。

Tournapull は 24×32 in² のタイヤ二輪の 30 ton の tractor で、100 HP. V-8 デイゼル機関を有す。この tractor は最大速度 30 m. p. h ではあるが、この速度を必要とすることは稀である。

圖-27. 土工作業

- A. Scraper による捨土
- B. Triple tandem sheepsfoot roller による輾壓
- C. 撒水作業
- D. Sacrifier により次の層のなじみをよくするため表面をかき起す
- E. 層にする要もなく輾壓する要もなき層の捨土作業



この scraper は dam 中央の不滲透の断面を作るために作られるので、この部分の土質は色々の粘土と砂混粘土で、一般にこの不滲透の土質は scraper では掘鑿しにくく、tractor と補助の crawler-tractor 二臺の全力を要した。

熔 接

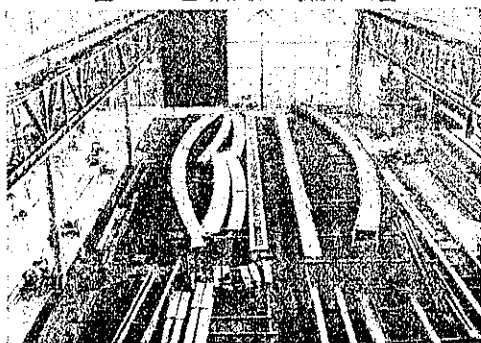
(31) Dessau 附近ドイツ國有自動車道に架せる熔接鋼拱橋

(Dr.-Ing. Karl Schaechterle und Dipl.-Ing. Rudolf Rieple; "Geschweißte Stahlbogenbrücken über die Reichsautobahnstrecke bei Dessau." Die Bautech, 2. Juni 1939, Heft 23 S. 321-327.
服部博太郎 抄)

本文は獨逸自動車道に於ける熔接鋼拱橋の架設に就て述べたものである。

拱橋部材は工場内に於て相當大きな部材に組立てられた。即ち拱の半分は一部材として、組立てられたが、これは長さ約 24.2m にも達してゐる。これ等の部材はすべて工場内に於て X-線検査法により、綿密なる検査を施したる後、戸外に於て直立させて再び設計通りの寸法を有するや否や嚴密な検査が行はれる。かくして組立てられた部材は、愈々現場に運ばれて架設される事となるのである (圖-28)。

圖-23. 工場内に於ける拱部材の組立



I. 上部構造の架設 重量約 13 トン、長さ約 25 m の拱筋を運搬する爲には鐵道との接續驛から、この自動車道上に軌道を設け、鐵道車輛から直接 2 臺の臺車上に乗せて、各拱部材を搬送するを得た (圖-29, 30)。

圖-31 は最重要なる架設狀況を示してゐる。即ち能力 15 トンの可動桁形起重機をして全作業を負擔せしめたのである。即ち第 1 段階に於ては、最初の拱筋の半分は中央支柱上にあり、且起拱點の前方に臨時支承が積み

圖-29. 拱筋半分の運搬

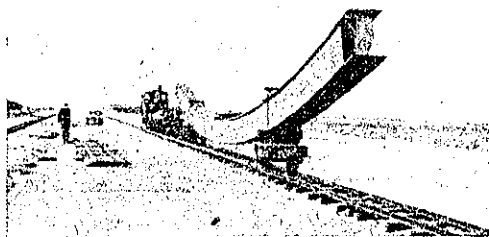
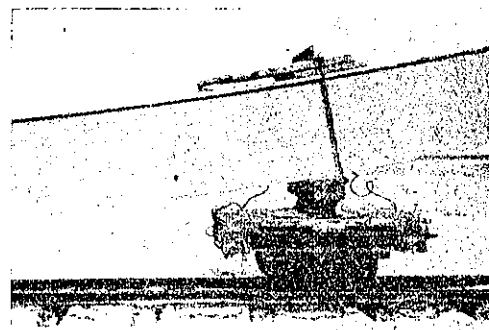


圖-30. 拱筋を臺車に乗せた状態



重ねられてゐる。第 2 番目の拱筋半分は未だ地上にあり、拱起支承には未だ荷重が作用してゐない。片側にある起重機が他の側へ移されて、他の半分の拱が架設された後に (第 2 段階) 中央の假設鉸は結合され拱筋の位置を正しく熔接される。圖-29 に示す如く、内側に挿入された假の腹板には、中央の鉸の爲めの孔が明けられてゐる。圖-32 には中央の鉸は閉ぢられ隅熔接は既に終り、平滑に磨かれてゐるが未だ兩側の腹板は挿入されてゐない (圖-32)。

中央突合はせ熔接作業と同時に、兩側取付斜面上の支柱及桁の取付けを開始する (第 3 段階)。此の際に於ては先づ最長の柱 (a) が次の側縁縦桁 (b) 兩側の短支柱 (c) 及 (d) の順で建設される。此等の上に横桁及縦桁が組立てられたが、全ての接合點は差當り、ボルト締とする。同様にして中央拱部分の車道部分も組立てられる。(第 4 段階)。

橋梁中央迄支柱建込みを終了した後に、嚴密に各部材の位置を正し、次に中央から橋臺の方へ向つて側縁縦桁より始めて順次車道の各接合點が熔接される (第 5 段階)。

他側の橋臺の方へ向つて、車道骨組を組立てつゝある間に (第 6 及 7 段階)。バックルプレートを上方に並べ中央から熔接を開始する。車道の固定端は橋梁中央に

圖-31. 各工事段階を示す

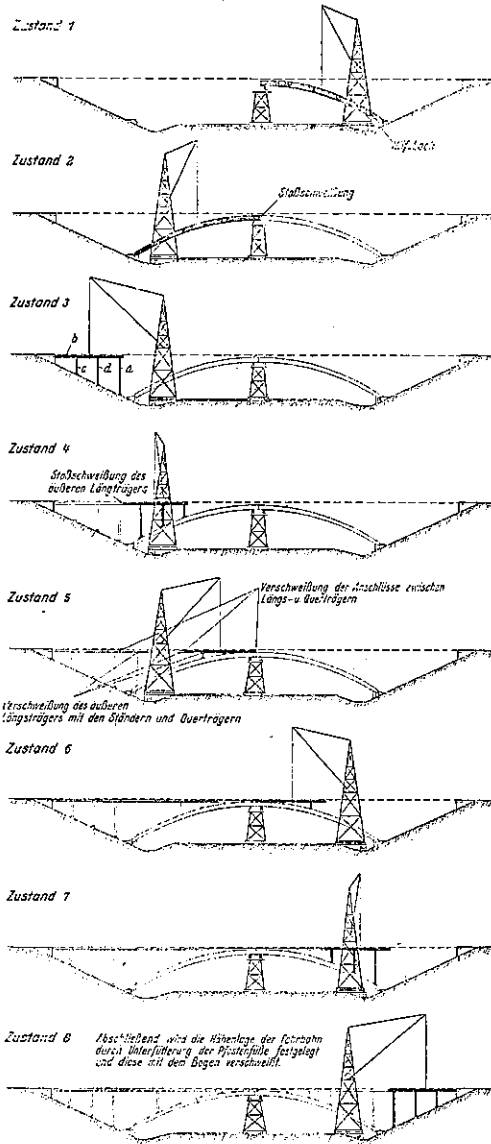
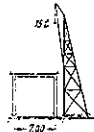
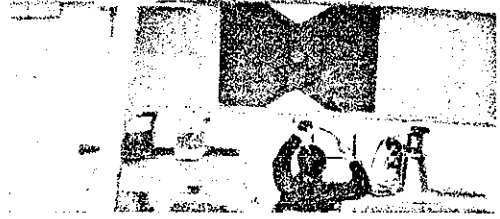


Abb. 32. Bauzustände.



あり且車道はバックルプレートを熔接する事によって形成される故にこの熔接作業は、両側から同時に規則正しく前進する必要はない。バックルプレートは1列3枚より成り先づ内側次に両側のプレートが熔接される。

圖-32. 拱中央に於ける假支承を示す



此等の作業はすべての假熔接であるが、部材の變形は非常に少量に止つた。只だ最初組立てられた車道版の四隅は約 20 耗持ち上つたが、次からは隅角點は作業前に、此變形を打消す如く版を保持する事によつて正規の位置を保たしむるを得た。

車道に於ける熔接作業の終了後、拱支承は再び嚴密なる測定の後鑄造される。次に車道の凹凸を嚴密に正し、使用したロッカー或ひは楔の影響を取り去り、最後に支柱脚板が鑄造され、拱肋上には楔の代りに辛ふじて入る位の覆板が押し込まれた後熔接される。

Ds-13 及 Ds-15 の架設に於ては上記と少しく異り移動橋型起重機の代りに2本の柱が立てられ、その中大なる方は拱及支柱部材の組立ての爲めに、自動車道路上に立ち小なる方は車道部分を組立てる爲めに橋臺から車道の方へ差出でて立つてゐる。又支柱は地上に於て横桁と結合し、全體ラーメンとして後に組立てたのである。

表-7. 工費内譯

科 目	Ds-9 (RM)	Ds-10 (RM)	Ds-13 (RM)	Ds-15 (RM)
基 礎 工 事	50 000	60 000	55 000	45 000
コンクリート工事	27 000	30 000	30 000	25 000
石 工	7 000	6 000	7 000	5 500
碎石取除工事	2 500	2 500	3 000	4 500
鋼 上 部 構 造	96 000	90 000	104 000	83 000
塗 装 工 事	3 500	3 500	4 000	3 000
車道鋪装工事	10 000	10 000	12 600	9 500
合 計	196 000	208 000	217 000	175 500
橋 梁 面 積 (平米) (高橋心々間)	690	680	760	610
1 平米當り工費 (RM)	290	310	285	290
鋼 材 重 量 (トン) (高橋心々除く)	186	186	200	160
1平米當り鋼材重量(トン)	0.275	0.275	0.265	0.265

II. 工期及工費 橋臺工事は四橋梁共に 1937 年秋に於て、拱起點支承及支柱基礎迄終了してゐたのであるが鋼材納入が非常に遅延し、現場に到着したのは 1938 年

夏であつた。しかし溶接作業は慎重に、良心的に、急がずに遂行され且厳格なる監督によつて豫定の工期内に完成する事が出来たのである。コンクリート工事は鋼上部構造の作業中に填充され、上部構造完成と同時に養生も終り、直にアスファルト工事を開始する事が出来た。

注目すべきは工費の極めて低廉なる事にして内譯は前に掲ぐる如くである。且、工費を極度に節減したにもかかわらず、美的見地より見ても典型的の構造物にしてデッサウ附近の高速度自動車道にあつて、特異なる印象を與へてゐる。

工費内譯は表-7 の如し

(32) Rotterdam の IJsselmonde 操車場 の上に架設せる溶接橋

(Burkij; "Die geschweißte Brücke über den Verschiebebahnhof IJsselmonde in Rotterdam." Der Stahlbau, 30. Juni 1939 Heft 13, S. 101-104.)
河合秀夫抄

現在施行中の二國有自動車道 Rotterdam-Haag 及 Rotterdam-Dordrecht 間の Rotterdam 市を貫通して居る聯絡自動車道は和蘭國鐵の IJsselmonde 操車場と交叉してゐる。此處に 2 取付斜道及全長 265 m 幅員 27~45 m で和蘭最大の溶接橋がある。

先づ西側の支承から 11.0+12.0+11.5 m の連續鋼桁橋が架せられてあるが、之は國道と交叉して居る。

實際の操車場の上に架設される橋梁は支間 70.2 m のランガ橋 2 連で幅員 27 m となつて居る。

之に續いて幅員が 45 m に増加して居るが、之は北側に新しく南 Rotterdam 停車場のプラットホームが構築される爲である。

主桁には 8 箇の鋼溶接橋脚があり 圖-33 の A, B, G, 及 H は鉸他は全部固定されて居る。車道は非常に重く 20 cm の鉄筋コンクリート版上に石張舗装せるもので

略 1.4 m の距離に配列した縱桁上に設置されて居る。

格點間隔は主橋梁で 7.8 m 東側取付橋梁では 4.57 m から 4.90 m に變化して居る。主桁間隔は主橋梁で 14.0 m 取付橋梁で 2.8 m である。縱桁は取付橋梁の横桁と共に工形鋼を用ひ、主桁は溶接鋼桁から成り、弦材は全部 Union-Nasen 形鋼(總重量 765 t, 311 t は St. 52) を使用して居る。

主桁を E-F-G を除いた橋梁、橋脚の材料は和蘭國有水路廳の規程に従つて St. A 37 ($\sigma_{0.2} > 37 \text{ kg/mm}^2$, $\sigma_s > 24 \text{ kg/mm}^2$, $\delta_{10} = 25\%$, $c < 0.2\%$, $P < 0.05\%$, $S < 0.05\%$) を用ふ。橋梁 E-F-G, 主桁には獨逸國鐵新規程の St 52 を用ひて居る。

耐久試験の結果隅肉接合より良好であるとの理由から全橋梁出来るなら衝合接合によつて施行する。

此處に記載した様な道路橋の場合には死荷重應力が比較的大きく、又最大荷重が單獨に入つて來るので此の疲限度を如何程度考慮すべきかといふ事になると簡單には片付ける事は出来ない。然し乍ら衝合接合を用ふると言ふ事に關しては溶接部の疵に對して非常に鋭敏である點で充分價值があると思はれる。之に對して工場及現場に於て工事の細密な施工監督並に衝合接目のレントゲン試験に依る主要部材の規準を定められる。

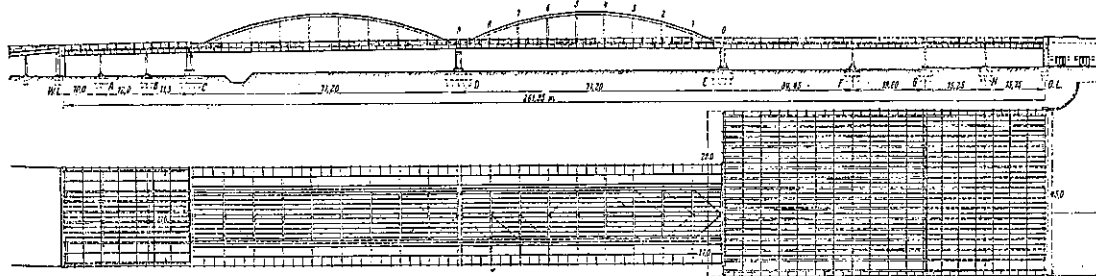
構造例として先づ取付橋梁の横桁間の接合を挙げる。突縁は U 接目に依り、又腹縁は K 接目で主桁補強の切半した工形桁の突縁に溶接される。

之の補強材に更に鋼が溶接されて突縁に來る應力を横に主桁突縁鋼に依つて最も近接した横桁に傳へる。

實際は腹縁へ桁に垂直な引張若くは壓縮應力が起るが横桁が主桁の中立軸の高さに有るから補強した壓延鋼の場合には桁鋼面の應力は特に小さく何等恐るに足らない。主桁の接目は、弦材には U 接目、腹縁には X 接目が採用される。

縱桁と横桁の連結 圖-34, 主桁は重い車道材料の搬入に依る足場からの自由沈下を受け又後運轉荷重に依る

圖-33. 溶接橋一般圖



伸長を受ける。然かも伸縮接手の無いコンクリート版が施工されるので縦桁の連結は伸張の餘裕がない。従つて次の二施工法を豫め考慮するならば縦桁連結に伸縮作用が影響する事は極めて少量に止まる。先づ第一に横桁 1, 3 等の場合は普通の通り熔接される。即ち突縁は U 接目、腹板は K 接目で横桁に連結される。次に横桁 0, 2 等の箇所では縦桁端は横桁補強材の上に自由に置かれる。扱、コンクリート版の總荷重並に鋪裝の荷重が掛かるわけであるが横桁 0, 2 等の場所には約 1m 幅の広いストリップを用ふ。固定荷重により伸張も之の連結なら大丈夫である。斯かる後、始めて横桁 0, 2 も熔接する事が出来る(圖-34 右側参照)。

圖-34. 縦桁と横桁の連結

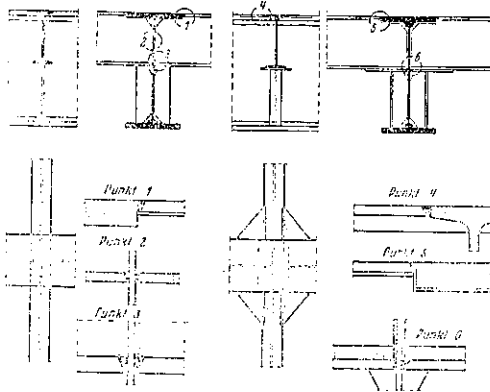
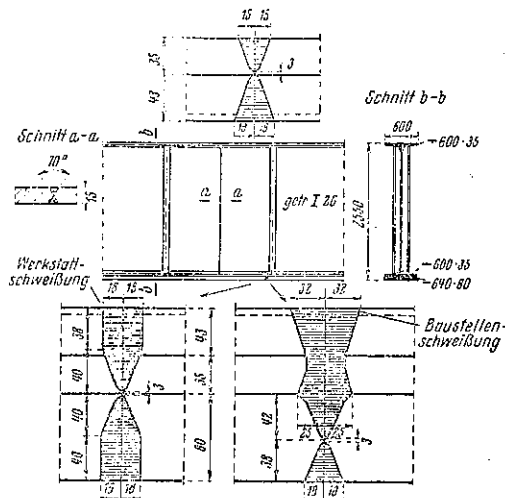


圖-35. 主桁接目



主桁接目(圖-35) 抗張桁の断面は基本對稱断面2400 × 15 + 2 Nasen 形鋼 600 × 85 に蓋板 640 × 80 を下側

のみに補強したものである。然しかゝる重量大なる蓋板は注文しても中々引渡されないから、之の補強の爲に Isleder Hütte, Abt'g. Peiner 歴延工場の圓形隆起断面の隆起を下に向けて使用する。主桁は各々 18m 毎に接合されるが、中央の接手は現場で他は工場で施工される。上側材の接目は全部 U 接目、腹板の接目は X 接目であるが下側材は總厚 115mm (突出なし)となるが上下對稱の U 接目とし桁を廻轉し得る、工場で行ふ。現場の接目が對稱で無いのは廻轉出来ず出来る 丈下向熔接に制限するからである。

二つの弦板を接ぐには豫めクロスした接目で施工して互に接目で裂けぬ様にする。

抗壓弦板形部材の施工、抗壓弦に於ける銜合接目の收縮量に經驗上各々約 0.5mm に達する。それ故弦形部材の熔接部に應力が起る様に 3 本の架設杭の上に立てられた水力撻を抗壓弦の端が 7mm 引延される迄橋梁に加ふる。7mm 丈長い函形部材を組立て、次に 4 なる量材を熔接してから 3 及 5 の場合は接觸位置に互に水壓を及ぼす迄撻が作用される。斯くて始めて 3 及 5 の熔接を開始する。

橋脚の構造は漸が變つて居て、之は出来る丈幅廣の突縁桁を使用して居る。横弦材の上突縁は橋脚間柱の上を貫通させ下突縁と腹板は間柱の突縁に連結される。上突縁は複 U 接目、下突縁は U 接目及腹板は K 接目が使用される。

河 川

(33) Mississippi 河洪水調節の歴史

(H. B. Ferguson, "Flood Control of the Mississippi River," Civil Eng., June 1939 p. 353-354.)
横田周平 抄

19 世紀初期の洪水防禦は今日の意味の洪水調節を行ふものではなく唯周期的に冠水する土地を開墾する目的で行はれたものであるが、後に發生する洪水調節問題に深甚の關係を有するのである。各々思ひ々に自己の土地を防禦した結果は屢々對岸の栽培地の間に又時には隣接する栽培地の間に争ひを惹起する事になつた。此の 1 つの理由は洪水を狭い流路に限つた爲に洪水位が次第に上昇する事で、嘗ては河谷の幅一帯に薄く擴がつたものが次第に低い堤防を脅かす様になつた。

堤防天端の勾配と断面を規定して統一を企てたのは漸く 1850 年頃であつた。當時 1849 年と 1850 年に設定された沼澤地條例 (Swamp Acts) の下に關係せる州

の聯絡がとれる様になつた。然し各州が勝手な標準を採つた結果徹底的な統一は得られなかつた。

繼て高水を防禦する他の手段に興味を持つ様になつた。即ち (1) 適當地點で過剰水を放流する、水源地方の貯水池に於て洪水を貯溜する、(3) 捷水路に依つて水路を短縮する等の方法が考へられた。之等の問題を取扱つた最初の報告は 1850 年に Charles Ellet が提出した。彼は將來起り得る最大洪水に對して充分防禦出来る様な高い堤防を造る事は出来ないと信じ、河谷を次々に領有する結果洪水は高さと同数を増すであらうと述べた。彼の考へでは堤防は他の洪水調節方法の補助的なものであつた。次いで 1861 年に Humphreys と Abbot の歴史的な報告書が發表された。之は貯水池、捷水路、放水路等は不健全な方法として之等を排斥し、堤防に依る防禦の固執を勧めた。之は後年“堤防のみ”に依る方法として一般に知られるに至つた。南北戦争後 1879 年に議會は Mississippi 河委員會なるものを作つた。その使命は測量、水路改良、護岸、舟運の増進、洪水防禦、商業と郵便の促進等であつた。委員會は洪水を堤防間に限り之を以て船運の爲の水路の改良に資する事にした。1917 年迄にその監督下に行はれた全ての築堤工事は之等の目的の爲のみであつた。1912 年と 1913 年の洪水の後委員會は暫定的に統一した堤防の勾配を決定した。之は 1914 年堤防勾配として知られて居るものである。堤防の標準断面も決めたが資金が限られてゐる爲に急進には進行しなかつた。

Mississippi 河に對する聯邦としての仕事は 1820 年に始つてゐるが、議會が始めて洪水調節條例として知られてゐる法律を制定したのは漸く 1917 年 3 月 1 日になつてである。處が 1922 年と 1937 年に Mississippi 河に大洪水があり特に後者は未曾有のものであつたので議會は 1928 年 3 月 15 日の條例を以て沖積河谷に於ける洪水調節を國家的な問題と認めると謂ふ決定的な記録を印した。此の時迄に自費で自己の土地を禦る爲に費した金額は總計約 3 億弗に上つた。1928 年迄に沿岸の住民は約 4 000 000 人となり New Orleans と Memphis の 2 大都市の人口は夫々 450 000 と 250 000 になつた。

1928 年條例は包括的な點に特色がある。全般的に堤防を 1914 年の高さより平均 3 呎増高し過剰の水を分流する放水路を 5 ケ所認可した。此の條例は“堤防のみ”では沖積河谷を防禦出来ないと言ふ當時議論の餘地ない事實を認めたものである。又流路の固定と擴大とを

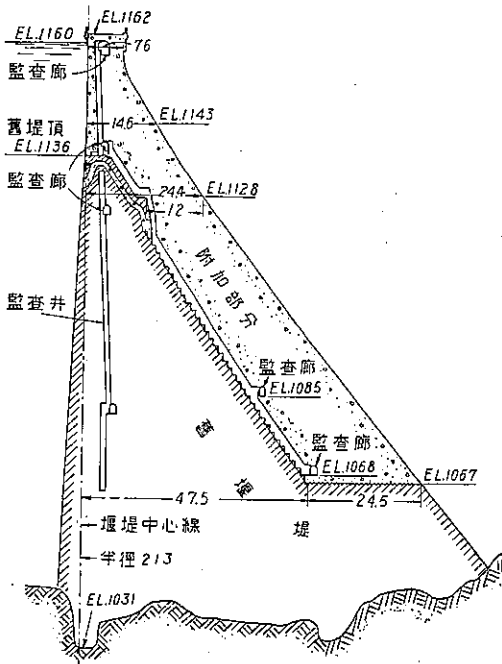
行ひ寧ろ洪水位を下げる向の方法をも採つた。1928 年條例の改正が 1936 年、1937 年、1938 年に議決され 1928 年條例を擴張して沖積河谷内の主要支川に沿つての洪水防禦を含み、比較的下流の支川には放水路を附加する便宜を與へ、洪水貯水池を備へる事になつた。

新洪水防禦方式が最初に受けた實際の試練は 1937 年洪水であつた。此の時は 2 000 000 個の流量を Cairo (Ohio 河合流點) より Mexico 灣迄流下しなければならなかつた。Cairo を氾濫から救ふ爲には特別に此の目的の爲にのみ設けられた Birds Point-New Madrid 放水路を作用させる必要があつた。Arkansas 河合流點より下流は 1932 年頃より 12 ケ所の捷水路と浚渫作業とに依り原河川の流路延長 350.6 哩を 120 哩短縮してあつたので Arkansas 市に於ては 12 呎も洪水位が低下し、本堤間の流出能力が非常に増大した爲に Boeub 放水路は使用しないで済んだ。水位の低下は改良區域の上流點で最大で、下流に行くに従つて減少する。New Orleans の僅か上流の Bonnet Carre 放水路には最大 210 000 個を分水した。New Orleans の水位は 19.3 呎を起えなかつた。規定の最高水位は 20 呎 (Mexico 灣中等潮位) である。

1932 年に捷水路と浚渫を始めて以來の成果は 1939 年高水を 1929、1932 年の高水期に得られた水位と比較すれば良く判る。Vicksburg (Miss.) に於ける流量曲線を比較して見るのに 1 300 000 個の流量に對して 1939 年 3 月の高水に於ては 1929 或は 1932 年の同流量に於るより 7—9 呎低かつた。Arkansas 市に於ては 1929 年及 1932 年高水の最初の山は流量水位共に略相等しく夫々 1 430 000 個で 53 呎であつた。1939 年 5 月 5 日に於ては尖頭流量は捷水路と水路の改良を行はない以前の上記 2 高水の山と略同様であつたが、水位は 38 呎であつた。即ち 1929 及 1932 年に比較して Arkansas 市に於ては 15 呎以上を低下した事になる。

捷水路と浚渫の計畫は逐年進歩しつつあるが、今日迄の處、水位低下が本質的に鈍つて來た様な徴候はない。水位が高くなつたと謂ふ箇處は一つもない、現在迄では究極の斷面に迄掘げられた捷水路は一つもない事は留意すべきで、従つて改良の可能性の限度は未だはつきりしないが、茲數年間工事を繼續すれば尙一層の本質的救済が可能であると信ずる理由が充分にある。

圖-39. O'Shaughnessy 堰堤の断面(最深部)



状に切り込んであった。

附加部コンクリートに於ては、放射状の収縮接合の間隔は舊堤の約 1/2 即 15 m である。嵩上工事開始後は舊堤體の収縮はないと假定する。もし、新舊コンクリート間の應力が正當に傳達する様な特別の設備なしに、單に新コンクリートを舊堤に流し込むといふ方法を取れば、舊堤頂面以上の合力は常に舊断面に載荷する事になる。それ故に、附加をなすに當つて新コンクリートに舊部分と同様の強度と弾性率とを、なるべく築造期間中に與へ、且つ應力が充分に分布傳達する様にするためには次の事項が必要である。

- 1) 舊堤築造の際と同一のセメント量を使用して作り得る最良のコンクリートよりも優れたコンクリートたるを要する。
- 2) 冷却装置にて、人工的に冷却する事
- 3) 早期に、効果的な注入をなす事

直徑 2.5 cm の冷却管をコンクリート中に水平に 1.5 m の鉛直間隔で埋置し、又同一水平層に於ける水平間隔は 1.7 m とした。新舊コンクリートの接目に沿つて、平均高 1.5 m 幅 6 m の溝孔を残し、舊堤と直接接觸する部分は新コンクリートの重量を支へるだけの厚さ 6 m を有する肋壁のみとした。斯くして、新コンクリートの垂直方向の収縮と、舊階段状の面に乗つてゐる事に基因

する接手に沿ふた裂目は肋壁のみに制限された。溝孔の形は、之を填充するコンクリート部分にて堰堤の新舊兩断面間に水平及垂直應力を傳へる様な形とした。勿論此の填充は隣接コンクリートの収縮が終つてからなした。新コンクリート部分に對する兩袖取付部は 23 000 m² の掘鑿を豫期してゐたが、實際には岩盤に裂目があつた爲、65 000 m² の掘鑿をなした。

新舊コンクリート間の附着力を増すために、舊堤の下流面に垂直 15 m、水平 7.5 m の間隔を置いて、直徑 5.7 cm 深さ 1.5 m の孔を穿ち、之に 3.9 cm 角の長さ 4.5 m の鋼棒を取付けた。此の棒は舊堤、溝孔、及附加部分に 1.5 m 宛入つてゐる。

(36) 世界最大の輾壓土堰堤

("World's Largest Dry-Fill Dam." E. N. R.,
June 22, 1939 p. 58~60.
宮崎茂一抄)

Los Angeles の Tujunga 河に建設中の Hansen 堰堤は世界最大の輾壓土堰堤で、容積 9 860 000 m³ Los Angeles 地方防禦の爲の廣範圍に亘る洪水調節計畫の一部分として築造された。

Hansen 堰堤の形成する貯水池面積は 3 200 000 m²、餘水吐頂以下の容積 34 000 000 m³ である。計畫高水位は餘水吐頂上尙 6.7 m に及び、之の時の貯水容量は 59 400 000 m³ である。

之に依り貯水池は、尖頭流量 1 840 m³/sec を有し、容量 79 200 000 m³ の高水流入量に耐へ得る。

餘水吐下方の導水渠に依る流出量は、水位が餘水吐に達する迄に、最大 340 m³/sec に達するので、尖頭流量は 1 500 m³/sec に減ずる。平常は河水は 2.4 × 1.8 m のコンクリートの無扉導水渠から流れるので、貯水池の中には殆んど水はない。導水渠としては、此の外に 2.4 × 1.5 m の有扉導水渠 8 個を設けて、溢流防止に備へた。餘水吐は長さ 87 m、導水渠の底面上 21 m (EL. 323) にその頂を有し、満水位に於て 2 860 m³/sec の流出能力を有する。

堰堤：本堰堤は河床より 37 m (EL. 332) の土堰堤にして、長さ 2 860 m あり。基礎工としては、河底を最少 40 cm の深さに掘鑿したのみである。止水溝は堤防中心線に沿ふて、深き底幅共に 6 m 以上に掘鑿し、水密性材料で埋戻す。堰堤取付部分はコンクリート擁壁に依り、盛土を地表近くの岩盤に密着せしめる。

築堤部分は圖-40 に示す如く、6 部に區分さる。1, 2,

圖-40. 堰堤標準断面

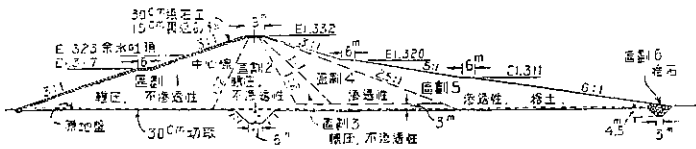
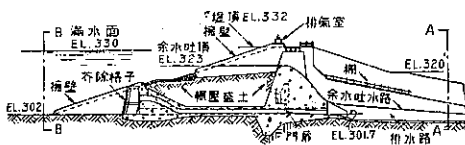
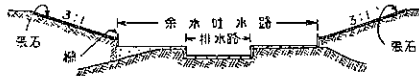


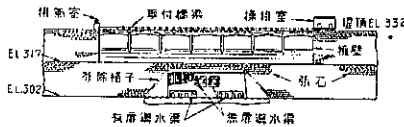
圖-41.



余水吐中央 = 於ケル堰堤断面



断面 A-A



B-B = 於ケル立面圖

3の區劃は水密性材料を使用し、1.8mの層に輾壓をなす。此の際水は盛土が最もよく締る程度に使用する。區劃-2の部分は1.3よりも材料を精選し搗固も緊密にやる。輾壓は各層毎にシープフットローラーにて最小8回を要す。

區劃-4にては搗固層の厚さ15m以下となし或程度緊密にする爲水で洗掃する。區劃5の盛土方法は請負人の自由とす。但地方廳の認可を要す。區劃6は石塊積にして石塊の大きさは35~450kgとす。

港	灣
---	---

(37) Southampton 港乾船渠に於ける 扉の改造

“The Renewal of Gates to No. 1 Dry Dock at Southampton.” The Dock & H. A., May. 1939 p. 200~205.
高久近信抄

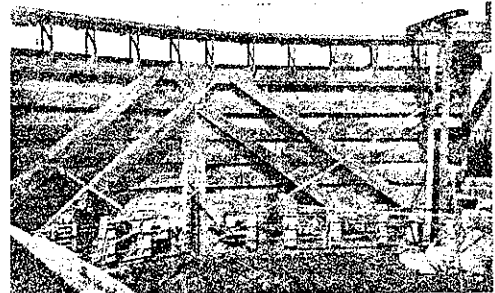
この第一號乾船渠は、Southampton 港に於て最も古いもので、1846年に完成せられたものである。西側の階段は石造であり、底並びに西側の下段部は練瓦造りで

ある。この船渠は1872年に更に長く更に深く改築せられ、又1881年に種々な改良が加へられて、現在では400呎の長さに及んでゐる。

入口の幅は66呎あり、高水位に於ける水深は19呎6吋である。この船渠に、水を漲つたり空にしたりする爲に、ほぼ楕圓形を有する暗渠を備へてゐた。それは上下の方向に4呎の長徑と、左右に3呎の短徑とを有してゐるものであつた。

双葉式の扉が1870年に作られ、これは恐らく世界中で第二番目に作られた双葉式のものであつたらう(圖-43)。

圖-42. 船渠内側から見た扉



この扉は1915年終にその底部に、鋼製の補強材を追加してその強化を圖つたのであつた。1934年に扉は終に危険状態に陥り、船渠は使用する事が出来なくなつたのである。

この古い扉は木製で、樟材を使用してゐる。その継ぎ目には、全部樫の貫材を用ひた。板眼には松材を使用した。扉の下端は、船渠底に設けられた所の鑄鐵製導溝を走る様になつてゐた。

樫の貫材は非常に朽ち易く且つ蟲がつく、殊にその末端に於て著しい。樟材も同様に腐るけれども、蟲に犯される事が比較的少なく、且つその場所の條件に好都合な材質を有してゐるものである事が確められた。

締切工 着手した所の第一の工事は、先づ船渠内構造物に修繕を施す爲に必要な締切りの木製ダムを設置するにあつた。丁度扉の外側で、入口に近く、壁に深さ約14~18時の垂直な溝が設けられてあつた。張板の方向は之と垂直方向にした。そして出来上つたダムは、囊の溝の中に入れ込ませる爲に、150噸の浮起重機を用ひたのである。

このダムは水平方向に4本の當木を有し最下段のもののみ、特に3本の部材から成り、張板の両側から當て

られてある。この當木には、所々に支柱を設け張板に用ひた板の厚さは、10吋であつた。

水位はダムの天端より、2 呎 6 吋の最高水位を採用する事にした。この水位にあつては、ダムの重量は、殆んど 0 になつてしまふので、それを避ける爲に、最下段の當木の所に、16 噸のコンクリート方塊を取付ける。かくして出来上つたダムの空中に於ける重量は、66 噸あり、幅は 68 呎 9 吋、高さ 25 呎 6 吋であつた。

ダムは極めて徐々に、溝に沿ふて沈下せられるのであるが、この時船渠の瓣は悉く開いてをり、潜水夫の實驗した所では、起重機は殆んどダムの重さを感じなかつたと云はれる。このダムを沈下する爲に、荷重として古軌條が用ひられた。ダムの沈下が終るや瓣を全部閉めて、排水にかゝつた。

扉の軸受たる石材は、非常に痛んでをり、又ローラーの通り路たる鑄鐵も非常に腐蝕されてゐる事が解つた。それでこれ等のものは、全て新しくする様に計畫が組まれたのである。

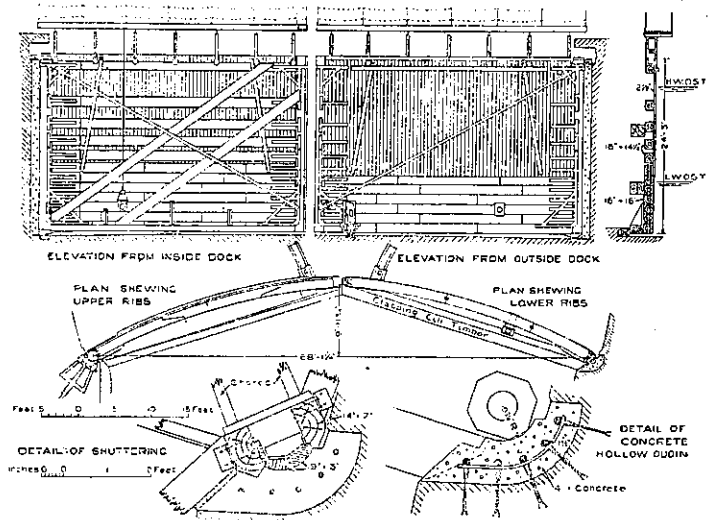
扉の設計 扉を木製にすべきか、或ひは鋼製にすべきかと云ふ事に就ては、普通鋼製の扉は、2 枚の skin plate を用ひ rib 並に angle を使用して、内部は非常に澤山の部屋に分れてゐる。従つてその維持に際しては、内部にペンキを塗る事が出来ない不便がある。更に鋼製の扉はその製作費に於て、木製の扉よりも安價であらうとも、その維持費に於ては比較にならぬ程高價である。加ふるに、船渠の修繕は出来得る限り迅速を要し、更に木材の自由に手に入るに反し、鋼材は之を得る事が仲々困難なる状態にあつた。

以上の如き理由からして、結局木製の扉を作るべく計畫方針が定つたわけである。材料としては、以下の如き 2 つの理由からしては全部樟を用ひる事にした。

- (i) 樟はサウザンプトンの海岸に於て、他の木材より殊によく適合し、且つ實際的に海蟲に依る侵蝕を防ぐ特質を有してゐる。
- (ii) 樟は樺や松等に比して、その強度は相當に大である。

然しながら樟は非常に重く、(70 lbs/ft³) その取扱ひに於ては、もつと軽い木材を使用する方が得策であつたのである。古い扉はカーブ状をなしてをり、どちらも

圖-43. 扉の設計圖



80 呎の半徑を有してゐた。

比較設計並に検討の結果は、やはり元通りカーブにする事とし、更に出来得る限り之を軽くする事にした。扉は three hinge の arch として考へ、荷重は一様な半徑方向のものとして假定した。

設計は深さの方向に 12 吋づつの帯を考へ、之に arch の理論を適用した。そして最大應力は 9 ton/in² を許容する事にした。

扉の設計圖は圖-43 に示す通りである。

橋梁及構造物

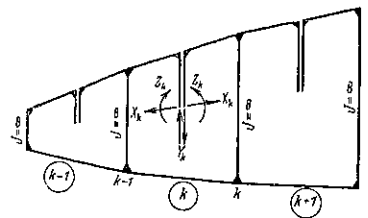
(38) 一般 Vierendeel 構の近似解法

Otto Braun; "Ein Annäherungsverfahren zur Berechnung des Vierendeelträgers, gültig für beliebige Querschnittsverhältnisse und Belastung der Gurte auch außerhalb der Knotenpunkte." Stahlbau, 28. April 1939, Heft. 9 s. 69~74.
佐藤清一抄

應力計算法概要 先づ圖-43 の如き vertical の J が

∞ なる假想上の構即ち代系構を考へる。此の儘では不静定であるが各 panel の上弦を切りて XYZ を働

圖-44.



かせば静定構となる。 $X_k=1, Y_k=1, Z_k=1$ として弦
及垂直材のモーメント圖をかく。

vertical は $J=\infty$ であるから 弾性等式に於て $\delta_{kk-1},$
 δ_{kk+1} は零即ち X_k, Y_k, Z_k に関する弾性等式には之
等以外の未知量は入つて来ない。そこで $\delta_{xy}, \delta_{xz}, \delta_{yz}$
が消える様に位置を定めて——即ちラーメンの弾性重
心にとる——XYZ を働かしめば互に獨立なる式を得て
解くを要せず直ちに代系構の應力を知る。

此の代系構を以て實系構を現はしむるには vertical
を全部或る位置に於て切斷し、其の切斷面に相互變位を
與へればよい。此の變位には3種類ありて

- (1) 縦方向の變位, (2) 横方向の變位,
- (3) 角の變位

之等の3變位が明らかとなれば代系構の弾性等式より
實系構の應力から分る筈である。そこで實系構への變
化を決定すべく變位を未知量とせる弾性等式が立てら
れる。斯くの如く unknowns として變位が入つて来る
ので方程式は method of deformation に屬す。

各 vertical に3個づつの未知数が入り之を聯立に
解いたものは exact solution ではあるが、今の問題
には煩雜過ぎて此の方法は適しない。

それで次の如き近似解法を採る。

vertical の影響は元來小さいものであるから代系構
の應力は實系構の應力に比して大差ない筈である。ver
tical の斷面の變位は實應力に關係するから、その斷面
に働く力の函数として表はされる。得られたる弾性等
式を變形し、その中の斷面應力の代りに代系構の應力
を入れて用ふれば rigid vertical より elastic vertical
への變化に伴ひ變化すべき不靜定量の近似値を得る。
之に依りて更に眞に近き斷面應力を見出し、之を又代入
して漸次眞なるものに近づけるのである。

以上の段階を要約すれば、

- 1) rigid verticals を有する代系構の弾性等式をた

てる。

- 2) vertical の任意の斷面(多く中央)の斷面應力を
決定する。

- 3) vertical の弾性を考慮して、即ち其の斷面の變位
を考慮して不靜定量の變化量を vertical の實斷面應力
の函数として表はす。

- 4) 未知数の最初の近似値は斷面應力として代系構
のものを入れる。

- 5) 逐次近似計算。

代系構の應力計算 vertical の J は ∞ であるから
 $h \cdot \frac{J_c}{J} = 0$, 故に弾性重心の位置は弦材にのみ關係す。其
の位置は $\delta_{xz}=0, \delta_{yz}=0$ より定まり圖-45 (b) の如く

$$\left\{ \begin{aligned} s_l = s_k = \frac{\alpha}{2} \dots\dots\dots(1) \\ v_u = \frac{o'}{o'+u'} \cdot v \dots\dots\dots(2) \end{aligned} \right.$$

但し $o' = o \cdot \frac{J_c}{J_0} \quad u' = u \cdot \frac{J_c}{J_u}$

代系構各格間に働く3種の未知量は

$$X = \frac{\delta_{xz}}{\delta_{xx}} \quad Y = \frac{\delta_{xy}}{\delta_{yy}} \quad Z = \frac{\delta_{yz}}{\delta_{zz}} \dots\dots(3)$$

に依りて直ちに決定される。

但し

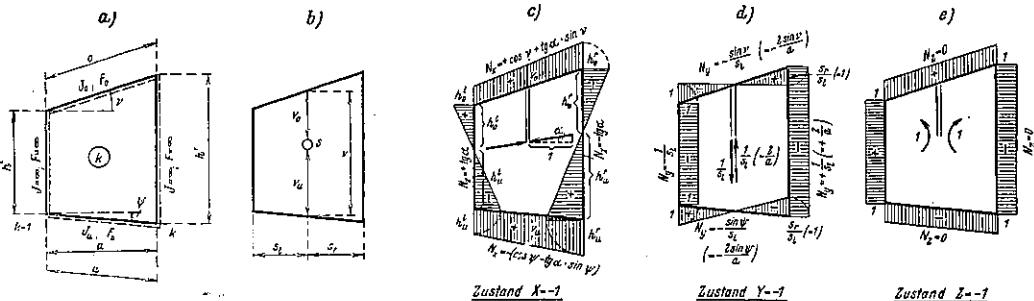
$$\begin{aligned} \delta_{yy} &= \int M_y^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} + \int N_y^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} \\ &\quad (\text{shear の影響を neglect}) \\ &= \frac{o'+u'}{3} + \frac{4}{\alpha^2} (o' \cdot \sin^2 \nu + u' \cdot \sin^2 \psi) \dots\dots(4) \end{aligned}$$

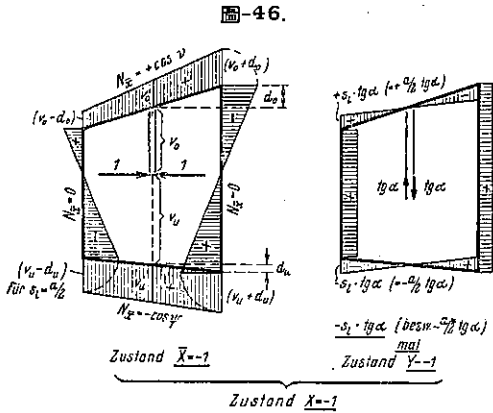
$$\delta_{xz} = o' + u' \dots\dots\dots(5)$$

$$\left\{ \begin{aligned} o' &= o \cdot \frac{J_c}{J_0} & u' &= u \cdot \frac{J_c}{J_u} \\ \psi, \nu & \text{は圖-45 (a) に示す} \end{aligned} \right.$$

δ_{xz} は圖-45 (c) に依るが、先づ $X=-1$ の水平とな
す角 α は $\delta_{xy}=0$ より求まる。即ち

圖-45.





$$\begin{aligned}
 Q_k &= Q_{0k} + N_k - N_{k+1} \\
 M_k &= M_{0k} - \frac{1}{2} (h_u^r - h_0^r) k \cdot Y_k \\
 &+ \frac{1}{2} (h_u^l - h_0^l)_{k+1} N_{k+1} + Y_k \\
 &+ Y_{k+1} + Z_k - Z_{k+1} \\
 N_k &= N_{0k} + N_k \cdot \tan \alpha_k - N_{k+1} \cdot \tan \alpha_{k-1} \\
 &- \frac{2}{\alpha} Y_k + \frac{2}{\alpha} Y_{k+1}
 \end{aligned} \quad \dots (9)$$

以上の式は總て

1. 弦材は節點間に於ては直線であること
 2. 弦材は節點間に於てその断面の一定なること
- の假定の下に誘導された。

vertical が對稱でなかつたり、弦材が曲線であつたり、断面が變化してある場合に就ても、上同様の考へ方に依りて夫々の式を誘導し得る。

垂直材弾性の考慮 XYZ を XYZ の變化量 (vertical の弾性を考慮せる爲めの) とすれば、支點沈下に對する仕事の式より、

$$\delta_{xy} = \int M_x M_y' ds \frac{J_c}{J} + \int N_x N_y' ds \frac{J_c}{J} = 0$$

(shear の影響を neglect)

茲て圖-45 (c) の状態を圖-46 の如く 2 つに分けて考へれば、

$$\delta_{xy} = \delta_{xy} - s_l \cdot \tan \alpha \cdot \delta_{yy} = 0$$

$$\begin{aligned}
 \therefore \tan \alpha &= \frac{2 \delta_{xy}}{\alpha \delta_{yy}} \\
 \delta_{xy} &= \int M_x M_y' ds \frac{J_c}{J} + \int N_x N_y' ds \frac{J_c}{F} \\
 &= \frac{\alpha}{6} (v' \cdot \tan v - v'' \cdot \tan \psi) \\
 &+ \frac{2}{\alpha} (u'' \cdot \sin \psi \cos \psi - v'' \cdot \sin v \cos v)
 \end{aligned} \quad \dots (6)$$

(6) 式に依りて $\tan \alpha$ が分れば圖-45 の M_x -圖が分り、

$$\begin{aligned}
 \delta_{xx} &= \int M_x^2 ds \frac{J_c}{J} + \int N_x^2 ds \frac{J_c}{F} \\
 &= \frac{\alpha^2}{3} (h_0^l)^2 + h_0^l h_0^r + h_0^r^2 + \frac{u'}{3} (h_u^l)^2 + h_u^l h_u^r + h_u^r^2 \\
 &+ v'' (\cos v + \tan \alpha \cdot \sin v)^2 \\
 &+ u'' (\cos \psi - \tan \alpha \cdot \sin \psi)^2 \dots \dots (7)
 \end{aligned}$$

但し $h_u^r, h_u^l \dots$ 等は圖-45 (c) の如く

$$\begin{aligned}
 h_u^r &= v_u + \frac{\alpha}{2} (\tan \psi + \tan \alpha) \\
 h_u^l &= v_u - \frac{\alpha}{2} (\tan \psi + \tan \alpha) \\
 h_0^r &= h^r - h_u^r \\
 h_0^l &= h^l - h_u^l
 \end{aligned} \quad \dots \dots (8)$$

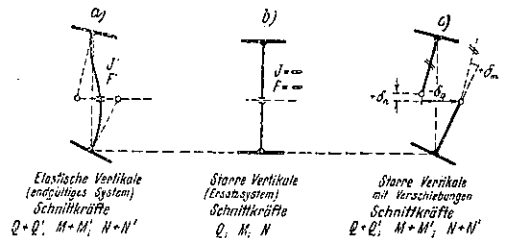
又 $\delta_{xx} \dots$ 等は外力に依るもので、例へば

δ_{0x} = 主系構に於ける $-X$ 方向の外力による變位

$$= \int M_0 M_x ds \frac{J_c}{J} + \int N_0 N_x ds \frac{J_0}{F}$$

vertical が高さの中央に於て水平軸に就て對稱であれば中央を切斷箇處とす。其處の應力は

圖-47.



$$\begin{aligned}
 \delta_{xy} \cdot X' &= (Q \cdot \delta_y + M_x \delta_m + N_x \delta_n) l \\
 &+ (Q_y \delta_y + M_y \delta_m + N_y \delta_n) r \dots \dots (10)
 \end{aligned}$$

等を得る。但し $Q_x M_y N_x$ は $X' = -1$ に依りて其の断面に働く力、 $\delta_y \delta_m \delta_n$ は $Q_x M_y N_x$ に依る變位の EJ_c 倍、又 suffix の l, r は夫々左の vertical, 右の vertical を示す。圖-47 (a) なる實系構を圖-47 (b) なる代系構を以て表はすには圖-47 (c) の如くにすればよい。然るときは

$$\begin{aligned}
 \delta_n &= (N + N') \frac{h}{EJ_c} \cdot EJ_c = (N + N') h' \\
 \text{但し } h' &= h \frac{J_c}{F} \\
 I' &= \text{實係垂直材の断面積} \\
 \delta_y &= (Q + Q') \delta'_{yy} \\
 \delta_m &= (M + M') \delta'_{mm}
 \end{aligned} \quad \dots (11)$$

但し $\delta'_{yy} \delta'_{mm}$ は圖-47 の如く vertical を $\delta'_{ym} = \delta'_{my} = 0$ なる如き高さ (對稱なる vertical) に於ては高さの

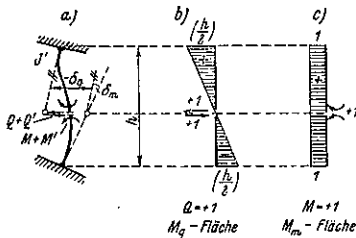
中央) にて切斷せる時のもので、

$$\delta'_{yy} = \int M_{ii}^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} \quad \delta'_{mm} = \int M_{mm}^2 ds \cdot \frac{J_c}{J}$$

$$= \frac{h^2 h'}{12} = h'$$

$J = \text{vertical の } J$

圖-48.



(11) 式を (10) 式に代入し、更に圖-45 に依りて Q_x $M_x N_x$ を考ふれば (10) 式は

$$\left. \begin{aligned} \delta_{xx}' X' &= [(Q+Q')\delta'_{ii}' + M_x(M+M')\delta'_{mm} \\ &+ \tan \alpha (N+N')h''] + [-(Q+Q')\delta'_{ii}' \\ &+ M_x(M+M')\delta'_{mm} - \tan \alpha (N+N')h'']_r \\ \delta_{yy}' Y' &= [-(M+M')\delta'_{mm} - \frac{1}{s_i}(N+N')h'']_i \\ &+ [-\frac{s_r}{s_i}(M+M')\delta'_{mm} + \frac{1}{s_i}(N+N')h'']_r \\ \delta_{zz}' Z' &= [(M+M')\delta'_{mm}]_i - [(M+M')\delta'_{mm}]_r \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

となる。更に vertical が上下に對稱なるときは $M_x^i = -\frac{1}{2}(h_u^2 - h_0^2)$, $M_x^r = +\frac{1}{2}(h_u^2 - h_0^2)$ であるから (圖-45), となり (12) 式は

$$\left. \begin{aligned} \delta_{xx} X' &= \left[\frac{h^2 h'}{12} (Q+Q') - \frac{h'}{2} (h_u - h_0)(M+M') \right. \\ &+ h'' \tan \alpha (N+N') \left. \right]_i + \left[-\frac{h^2 h'}{12} (Q+Q') \right. \\ &+ \frac{h'}{2} (h_u - h_0)(M+M') - h'' \tan \alpha (N+N') \left. \right]_r \\ \delta_{yy} Y' &= \left[-h'(M+M') - \frac{2}{\alpha} h'' (N+N') \right]_i \\ &+ \left[-h'(M+M') + \frac{2}{\alpha} h'' (N+N') \right]_r \\ \delta_{zz} Z' &= [h'(M+M')]_i [h'(M+M')]_r \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

此の儘では $Q' M' N'$ に $X' Y' Z'$ が入つてゐるから、之を遣出して左邊に合せしむ。例へば第一の式に就ては圖-45 (c) より

$$Q'_i = -X' \quad Q'_r = +X'$$

$$M'_i = +\frac{1}{2}(h_u - h_0)X' \quad M'_r = -\frac{1}{2}(h_u - h_0)X'$$

であるから $(Q+Q')_i, (Q+Q')_r$ を X' を含むものと然らざるものに分ければ、

$$\{(Q+Q')_i + X'\} - X' \quad \{(Q+Q')_r - X'\} + X'$$

となる。又 M については

$$(M+M')_i = \left\{ (M+M')_i - \frac{1}{2}(h_u - h_0)X' \right\} + \frac{1}{2}(h_u - h_0)X'$$

$$(M+M')_r = \left\{ (M+M')_r + \frac{1}{2}(h_u - h_0)X' \right\} - \frac{1}{2}(h_u - h_0)X'$$

となる。{ } は云ふ迄もなく X' に無關係なる項である。又此の際 $(M+M')$ 等は質系構に於ける最後の眞の値である事に注意を要す。 N' 中の X' の分は非常に小さいので neglect した。

之等を (13) 式の右邊に代入し、 X' に關係する項を總て左邊に廻せば

$$X' [\delta_{xx} + \Delta \delta_{xx}] = \left[\frac{h^2 h'}{12} (Q+Q') - \frac{h'}{2} (h_u - h_0)(M+M') \right. \\ \left. + h'' \tan \alpha (N+N') \right]_i + \left[-\frac{h^2 h'}{12} (Q+Q') \right. \\ \left. + \frac{h'}{2} (h_u - h_0)(M+M') - h'' \tan \alpha (N+N') \right]_r \\ + X' \Delta \delta_{xx}$$

$$\text{但し } \Delta \delta_{xx} = \left[\frac{h^2 h'}{12} + \frac{h'}{4} (h_u - h_0)^2 \right]_i \\ + \left[\frac{h^2 h'}{12} + \frac{h'}{4} (h_u - h_0)^2 \right]_r$$

となる。之を $\Delta \delta_{xx}$ で割り X' の項を neglect し尙ほ同様な経路を辿りて $Y' Z'$ に關する式を求めば次の如くである。

$$\left. \begin{aligned} X' \left[\frac{\delta_{xx}}{\Delta \delta_{xx}} + 1 \right] &= \left[\frac{h^2 h'}{12 \Delta \delta_{xx}} (Q+Q') \right. \\ &- \frac{h'(h_u - h_0)}{2 \Delta \delta_{xx}} (M+M') \left. \right]_i \\ &+ \left[-\frac{h^2 h'}{12 \Delta \delta_{xx}} (Q+Q') \right. \\ &+ \frac{h'(h_u - h_0)}{2 \Delta \delta_{xx}} (M+M') \left. \right]_r + X' \\ Y' \left[\frac{\delta_{yy}}{\Delta \delta_{yy}} + 1 \right] &= - \left[\frac{h'}{\Delta \delta_{yy}} (M+M') \right]_i \\ &- \left[\frac{h'}{\Delta \delta_{yy}} (M+M') \right]_r + Y' \\ Z' \left[\frac{\delta_{zz}}{\Delta \delta_{zz}} + 1 \right] &= \left[\frac{h'}{\Delta \delta_{zz}} (M+M') \right]_i \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$$-\left[\frac{h'}{4\delta_{zz}}(M+M') \right]_r + Z'$$

$$\text{但し } \delta_{zz} = \left\{ \frac{h^2 h'}{12} + \frac{h'}{4}(h_u - h_0)^2 \right\}_r$$

$$+ \left\{ \frac{h^2 h'}{12} + \frac{h'}{4}(h_u - h_0)^2 \right\}_r$$

$$\delta_{yy} = h'_u + h'_r$$

$$\delta_{zz} = h'_u + h'_r$$

之等の式に依りて逐次近似計算を行ふ。(14)式を誘導するに當りての假定をもう一度繰返せば次の如くである。

1. 弦材は節點間に於て直線なること。
2. 而して断面一定なること、若しくは少くとも格間中央に對して對稱なること。
3. 垂直材は其の長さに於て一定なること。
4. 直應力の影響を考慮に入れないこと。
5. 荷重は弦材にのみかゝりて、垂直材にはかゝらぬこと。

第一近似値 上下弦材の剛性が同一なれば $h_u = h_0$ となり、明らかに X' は $(M+M')$ に無關係になる。同一でない場合に於ても X' は $(M+M')$ の影響を受ける事微小にして、主として $(Q+Q')$ に依り左右される。そこで X' の第一近似値は (14)式に於て $(Q+Q')$ のみの項より、而も之の代りに Q' を小なりとみて代系構の Q を用ふ。且つ右邊の $X' = 0$ とおいて求める。之を M の影響を考へないで繰返して多少改良し、斯くて得られた $(X+X')$ と代系構の Y, Z とに依りて $(M+M')$ の近似値を計算し、之を用ひて第一回の $Y'Z'$ の値を決定する。

雜

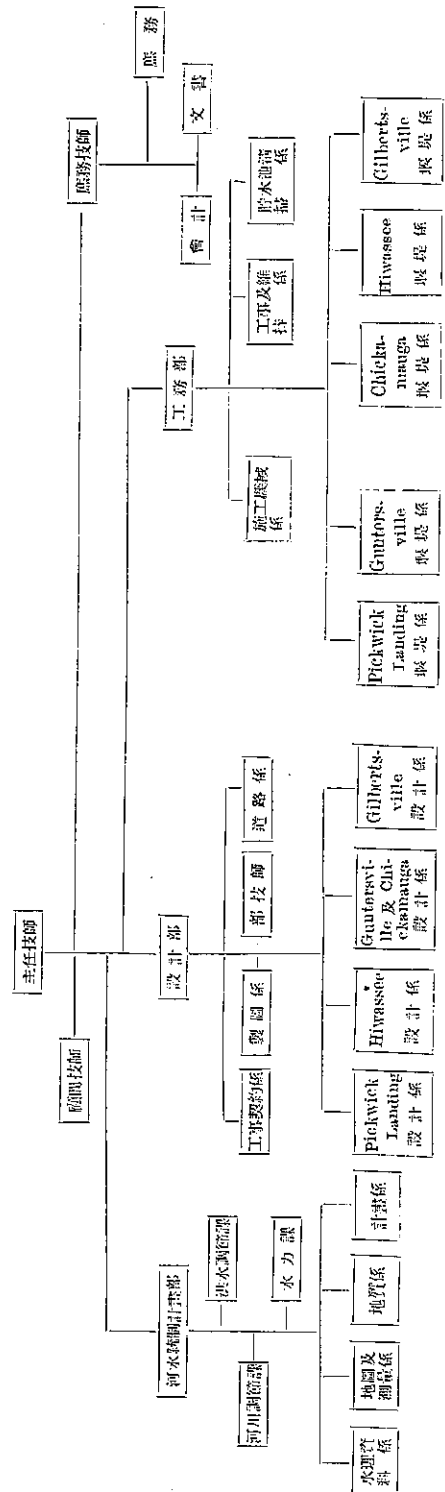
(39) Tennessee Valley Authority
の機構

(Teodore B. Parker; "The Construction Program of the T.V.A." Civil Eng., 1939 June, p. 355~358.)
横田周平抄

TVA の組織は 1000 名以上の技師及技手と 400 名の書記より成つてゐる。此の他平均 6000 人/日以上の時間給の雇傭者が建設工事に従事してゐる。TVA の機構を表示すれば表-8 の如くである。

河水統制計畫部では Tennessee 河谷に於ける水利資源の開發に對する一般的計畫を樹立し、流量の調節に關する全ての操作を監理する。河川調節課は舟運、洪水調

表-8. T.V.A. の機構



節及水力發電に對して統一ある操作方式に基いて一群の貯水池を調節する指令を準備する。洪水調節課は此の組織の洪水調節問題を研究する。水力課は Tennessee 本川と其の諸支川の調査に基いて水力に關する研究を行ふ。水理資料係は他の官廳と協力して流量と雨量の實測を行ふ。此の外洪水豫報、沈泥の研究、湧泉測定、蒸發量測定を行ひ又水理實驗室を有してゐる。地圖及測量係は測量と地圖作製を擔當し詳細な土地の描寫をして置く。地質係は堰堤位置を調査し TVA で買収する土地の地質を調べる。計畫係は舟運、洪水調節、水力發電に關して本支川を研究し、TVA の企畫する諸種の計畫の技術上の特性に對して準備的な設計をして置く。

設計部は TVA の建造する構造物の設計に對して責任を有する。此處では一般規格の範圍内で設計し、又河水統制計畫部で決定された水理的要求に應ずる様に設計する。工事契約係は工事仕方書と工事契約文書を準備し、材料を點檢試驗し、設計を實際の作業に適應させる爲に諸種の規準を作る。Pickwick Landing, Hiwassee 等の各工區の設計係は各擔當の構造物に對して設計を行ふ。部技師は諸設計を再檢討し規格を作る。製圖係は出來上つた設計圖をトレイスし青寫眞に焼く。道路係は TVA で新に建設し或は路線を變更する全ての道路の計畫設計を行ふ。

工務部は設計部で設計された構造物の施工を擔當する。設計の性質上工事費が高くなる場合、或は施工中に得られた經驗に依り設計を變更した方が經濟的である事が判つた様な場合には兩方の部が協力して一層満足すべき設計を完成する。責任を明瞭にする爲に各工區に對して別々の係を置いた。各係は更に工務、施工、會計の3つに分れ、夫々施工技師、施工監督、會計官を長としてゐる。施工機械係は各工區の機械設備の設營を擔當し、その工程、價值、效果の記録を取つて置く、亦此處で施工費を分析し、施工の經濟を研究する。工事及維持係は主として宿泊所、通路、給水と排水等に關する仕事を行ひ之を維持する。貯水池清掃係は洪水に對して貯水池を準備する。

(40) 颱風構造の變遷

(堀田由巳; “颱風構造の變遷” 海洋氣象臺彙報, 第 125 號 1939 年 7 月 p. 1~28. 横田周平 抄)

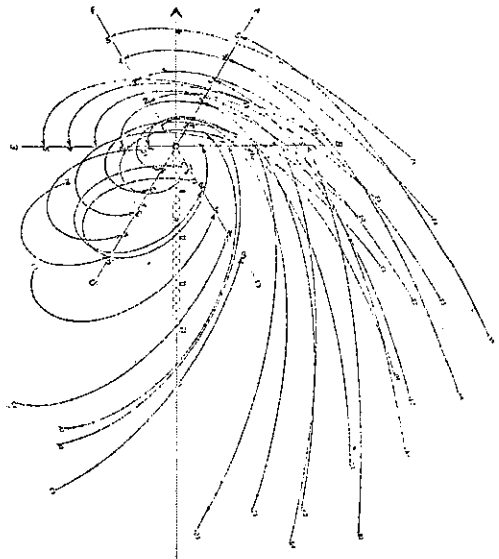
颱風は最初琉球遙か南東方の洋上に於て北東貿易風と赤道を越して來た 南西季節風の間の 風向不連続線上

に出来るが、貿易風季節風は共に此の洋上に到達する頃は同じ様な性質となつてゐるので、一旦颱風と謂ふ旋風系を形造ると、その構造は中心に對し大體對稱性を持つ、然るに此の颱風が高緯度に進むか、或は時期が晩夏以後になると、颱風域内に吹き込んで來る空氣がその源泉によつて相違して來る爲め、自然に對稱性を失ひ、一般低氣壓の様に不連続線を伴つて來る様になる。本文に於ては一つの颱風が進行中にその構造を如何に變化するかを具體的に追跡してゐる。

颱風系内の流路

颱風の構造を調べるに最も必要なものは空氣の流れを示す流路圖である。系内に不連続線がある時には流路圖を作る事は困難であるが、南方洋上にある間は一般に不連続線がないから、その期間に應用する爲に次の條件の下に流路圖を作る(圖-49)。

圖-49. 颱風流路圖



1) 風の分布 颱風自身(圓形渦卷)の風速の分布は次式で表はされる。

$$vr^2 = 30$$

但し v: 風速 (m/sec)

r: 中心距離 (100 km 單位)

風の偏角は 25° とする (旋風系)。

場の風は系内を一様として地表で 35 km/hr (約 7 m/sec)、偏角は 25° (地衝風)。

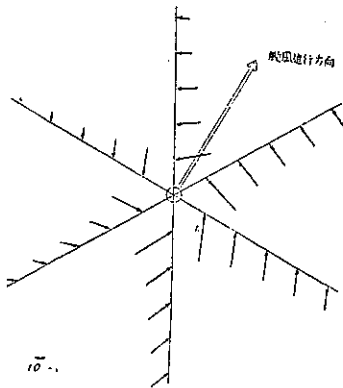
ii) 颱風の進行は直線で速度は 35 km/hr とする。

iii) 作圖 此の流路圖は現在颱風の中心に對して或

る位置にある空気が1時間前、2時間前……、24時間前にあつた点を順次求めてこれを曲線で結んだものである。圖-50は颱風系内に於ける風の分布圖である。矢の長さで、その矢の先の位置に於ける風の方向と強さを示してゐる。

圖-49に於て太線の小圓は現在の颱風中心の位置で、その後に連る細線の圓は1時間乃至24時間前の颱風中心の位置である。A, B, ……等は颱風中心よりの方向を示し、その線上の1, 2, ……5は中心より100km毎の数字を示す。此の圖はA1, A2, ……等の位置に現在ある空気が1時間乃至24時間前に何處にあつたかを求め、之を曲線で

圖-50. 颱風系内風の分布



で連ねたものである。之を見ると颱風の前面及右側の空気は颱風の後の方より来たものである。颱風の後面特に左後面は24時間以前に現在の颱風中心附近にあつた空気である。

24時間以前の事は此の圖の最後の點を曲線に沿つて引延す事に依り大體想像出来る。現在の中心より餘り先の方の空気は颱風中心附近には見出されない。颱風が北上しても比較的等質性を保持し得るのは此の故であらう。圖-50の風の分布圖は現在の颱風中心に對する位置に依り如何なる風が吹くかを示してゐる。此の圖で特に目につく事は左側特にその前面の風の弱い事である。此の圖では場の風を25 km/hrと假定してあるから、左前面では若し颱風自身が弱い時には、随分颱風

中心に後向の風も吹き兼ねない状態である。且つ此の圖で見ると進路の左側では恰も不連続線の存在を考へ度い様な感じがする。それ故實際の天氣圖に於て進路の左側に微弱な不連続線らしいものを認めても、單に風向丈であればそれは眞の不連続線ではない。

颱風構造の變化要約

颱風初期(琉球以南)に於ては颱風域内は高温多湿で、域内その差は極く尠く、中心に對して大體對稱的の構造即ち圓形(移動の影響を除いて)であつて、その系内に固有する不連続線はない。

颱風が逆行する際その颱風を形成して居る空気は主として後方から來てゐるから(不連続線の顯はれない前)、空気はその移動中多少變化は受けるとしても、在來の空気の場合はそれ丈變化を受け颱風域内は比較的暖湿となる。

颱風が異種類の氣塊の接近してゐる地方に進むと、其處の場相當な構造となる。颱風の旋回風によつて異なる氣塊の境界は多少移動し且つ鮮明となり不連続性が出来る。その結果不連続線に相應する天氣となる。但し不連続線の位置は颱風中心及その進路に對し何等定まつた關係がない。

颱風の構造はその位置に依つて色々な形を取るから、一つの位置に於ける構造を見て之を颱風の構造なりと云ふ事は出来ない。但し初期は平面的には對稱性を持つてゐるが、後期は平面的の對稱性をも失ひ、所謂熱帯外低氣壓と呼ばれるものとなる。

斯くの如く颱風は場次第で如何なる形をも取り得られ、且つ最も強盛な時代に平面的對稱性を持つてゐる事は、颱風それ自身が一つの力學的旋風系で中心に對し對稱性を持つ事が本質的性質であり、終期に於て不連続線其他非對稱性を有する様になるのは後天性のものであると謂ひ得る。